

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté des Sciences Appliquées  
Département de génie civil

**FLEXION, DÉFORMABILITÉ ET PROCÉDURES DE DESIGN DE POUTRES  
ET DE DALLES EN BÉTON ARMÉ DE BARRES EN MATÉRIAUX COMPOSITES**

Thèse de doctorat es sciences appliquées (Ph.D.)  
Spécialité : génie civil

Michèle THERIAULT

Sherbrooke (Québec) CANADA

Avril 1998

## RESUME

La corrosion des barres d'armature d'acier entraîne la perte de nombreuses infrastructures. Ce phénomène est d'autant plus important au Canada dû aux sévères conditions climatiques. L'ampleur du problème et les considérations économiques qui en découlent initièrent le développement de matériaux d'armature qui ne corrodent pas, soit les composites.

Dans les premiers chapitres, une revue de littérature est apportée. Celle-ci touche différents aspects des barres d'armature en composite en apportant une étude détaillée sur l'état des recherches actuelles. Le projet de recherche est ensuite situé. Les méthodes d'essai, l'analyse théorique et l'analyse expérimentale des résultats avec exemples de design sont apportées, suivies des conclusions et recommandations.

Trois études inter-reliées ont été entreprises. La première étude évalue le comportement à la flexion de poutres en béton armé uniquement de barres en composite alors que la deuxième programmation intègre des barres d'acier et des barres en composite à l'intérieur d'une même poutre. Quant à la dernière recherche, elle se consacre sur l'étude de dalles unidirectionnelles en béton armé de barres en composite. Suivant l'essai de flexion quatre points, les poutres et les dalles sont amenées à la rupture. Des essais de chargements statiques, de cycles de charge/décharge et de chargements cycliques ont été réalisés. L'effet de différents paramètres tels que le type et le pourcentage d'armature, la résistance du béton, l'épaisseur de recouvrement et la hauteur de l'élément sont étudiés en fonction de la capacité portante, des déformations, de la position de l'axe neutre, de la largeur de fissure, de la déflexion et de la déformabilité de l'élément. Des développements théoriques décrivant le comportement en flexion des éléments en béton armé sont apportés.

Les principales conclusions et recommandations peuvent se résumer à ceci. La déflexion et la largeur de fissure contrôlent le design des éléments en béton armé de barres en composite ce qui donne, en terme de résistance, une sécurité accrue. L'ajout de barres d'acier permet de diminuer la déflexion et la fissuration tout en apportant une ductilité. En sens inverse, l'ajout de barres en composite au béton armé conventionnel permet de limiter la fissuration et d'apporter une protection supplémentaire contre l'initiation de la corrosion au moyen d'un recouvrement de béton supérieur. La tendance actuelle des formulations de design, cherchant à concilier les équations conventionnelles de béton armé en corrigeant le module d'élasticité, s'avère trompeuse et parfois même dangereuse. Une formulation plus rigoureuse faisant ressortir les véritables



facteurs influants doit être envisagée même si cela signifie l'adoption d'équations complètement nouvelles. Ceci permettra de retourner aux rudiments de base et d'établir de véritables équations universelles pouvant s'appliquer à n'importe quel type d'armature.

## REMERCIEMENTS

Je désire remercier les personnes et organismes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. J'adresse, de même, des remerciements particuliers aux personnes et organismes suivants:

- M. Brahim Benmokrane dont l'expérience et l'expertise furent grandement appréciés;
- M. Claude Dugal et M. Laurent Thibodeau pour leur support technique;
- M. Gilles Breton et M. Danick Charbonneau pour leur soutien informatique;
- M. Leslie Jeager, M. Antonio Nanni, M. Radhouane Masmoudi et M. Brahim Tighiouart pour leur temps et leurs conseils;
- Aux membres du jury qui me font l'honneur de lire et critiquer ce travail;
- Aux manufacturiers Pultrall et Marshall Industries Composites Inc. pour avoir fourni gratuitement l'armature; et finalement,
- Au Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), au réseau canadien de centres d'excellence sur les Innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISIS Canada) et au Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) pour leur appui financier.

## TABLE DES MATIERES

RESUME.....	i
REMERCIEMENTS.....	iii
TABLE DES MATIERES .....	iv
LISTE DES FIGURES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xviii
LISTE DES PHOTOS.....	xx
LISTE DES SYMBOLES.....	xxi
1. Introduction .....	1
1.1 Mise en situation.....	1
1.2 Etats des recherches .....	2
1.3 Thème de la recherche.....	4
1.4 Importance de la recherche.....	5
1.5 Organisation de la thèse.....	5
SECTION A: REVUE DE LITTERATURE .....	7
2. Historique .....	8
2.1 Aspects généraux .....	8
2.2 Débuts des PRF en génie civil.....	8
2.3 Développements de la précontrainte .....	8
2.4 Problèmes de l'armature d'acier.....	8
2.4.1 Le phénomène de corrosion.....	9
2.4.2 Les alternatives.....	10
3. Composantes des PRF .....	14
3.1 Notions préliminaires .....	14
3.2 Renfort .....	14
3.2.1 Fibres de verre.....	15
3.2.2 Fibres de carbone .....	18
3.2.3 Fibres d'aramide .....	20
3.2.4 Hybrides .....	22
3.2.5 Sommaire .....	22
3.3 Matrice .....	23
3.3.1 Polymères thermodurcissables.....	25
3.3.2 Polymères thermoplastiques .....	28
3.3.3 Sommaire .....	29

3.4 Agents de polymérisation et inhibiteurs.....	29
3.5 Agents de couplage.....	30
3.6 Fillers et autres ajouts .....	31
3.6.1 Colorants .....	33
3.6.2 Retardeurs de flammes.....	33
3.6.3 Absorbeurs d'ultraviolet.....	33
3.6.4 Solidificateurs .....	34
3.6.5 Agents de démoulage.....	34
3.6.6 Epaississeurs .....	34
3.6.7 Lisseurs de surface .....	34
3.6.8 Sommaire .....	35
4. Fabrication des barres d'armatures en PRF.....	36
4.1 Notions préliminaires .....	36
4.2 Pultrusion.....	37
4.2.1 Procédé.....	37
4.2.2 Facteurs de fabrication influençant la performance .....	39
4.3 Produits fabriqués et ouvrages réalisés .....	42
4.3.1 Généralités.....	42
4.3.2 Amérique du Nord .....	43
4.3.3 Japon.....	44
4.3.4 Europe .....	46
4.3.5 Etats actuels.....	47
5. Propriétés physiques et mécaniques .....	49
5.1 Introduction.....	49
5.2 Propriétés physiques.....	49
5.2.1 Composition.....	49
5.2.2 Géométrie.....	50
5.2.3 Densité.....	50
5.2.4 Transport .....	50
5.2.5 Dilatation thermique .....	50
5.3 Propriétés mécaniques.....	51
5.3.1 Résistance en tension .....	51
5.3.2 Module d'élasticité en tension.....	52
5.3.3 Résistance en compression .....	53
5.3.4 Module d'élasticité en compression.....	53
5.3.5 Résistance en cisaillement .....	54
5.3.6 Résistance en torsion.....	54
5.3.7 Résistance en flexion .....	54
5.3.8 Facteurs modifiant les propriétés mécaniques.....	55
6. Propriétés structurales .....	59
6.1 Introduction.....	59
6.2 Adhérence .....	59
6.2.1 Concept de l'adhérence .....	59

6.2.2 Glissement admissible .....	60
6.2.3 Longueur d'ancrage .....	60
6.2.4 Types de rupture .....	60
6.2.5 Paramètres influençant l'adhérence .....	61
6.3 Flexion .....	65
6.3.1 Approche théorique .....	65
6.3.2 Résistance en flexion .....	65
6.3.3 Déflexion .....	65
6.3.4 Fissuration .....	66
6.3.5 Ductilité .....	66
6.4 Cisaillement .....	66
6.4.1 Types d'étrier .....	67
6.4.2 Résistance en tension .....	67
6.4.3 Fissuration .....	67
6.5 Ductilité .....	68
6.5.1 Concept .....	68
6.5.2 Dissipation d'énergie .....	68
6.5.3 Etats actuels .....	68
7. Procédures de design .....	69
7.1 Introduction .....	69
7.2 Approche théorique .....	69
7.2.1 Moment de fissuration .....	70
7.2.2 Moment de service .....	70
7.2.3 Moment ultime .....	71
7.2.4 Rapport de renforcement balancé .....	73
7.3 Largeur de fissure .....	74
7.4 Déflexion .....	75
7.5 Déformabilité .....	77
SECTION B: PROJET DE RECHERCHE .....	79
8. Programmes expérimentaux .....	80
8.1 Introduction .....	80
8.2 Comportement à la flexion de poutres en béton armé de tiges C-BAR .....	80
8.2.1 Objectifs .....	80
8.2.2 Paramètres d'étude .....	80
8.2.3 Matériaux .....	80
8.2.4 Poutres d'essai .....	81
8.2.5 Méthodologie .....	82
8.3 Comportement à la flexion de poutres en béton armé conjointement de barres d'acier et de PRFV .....	82
8.3.1 Objectifs .....	82
8.3.2 Paramètres d'étude .....	83
8.3.3 Matériaux .....	83
8.3.4 Poutres d'essai .....	84

8.3.5 Méthodologie .....	84
8.4 Comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton renforcé de tiges en PRF .....	85
8.4.1 Objectifs .....	85
8.4.2 Paramètres d'étude.....	86
8.4.3 Matériaux .....	86
8.4.4 Dalles d'essai .....	86
8.4.5 Méthodologie .....	87
9. Présentation et analyse des résultats expérimentaux .....	89
9.1 Introduction.....	89
9.2 Comportement à la flexion de poutres en béton armé de tiges C-BAR .....	89
9.2.1 Capacité portante.....	89
9.2.2 Déformation .....	91
9.2.3 Axe neutre .....	91
9.2.4 Réseau de fissuration .....	92
9.2.5 Largeur de fissure.....	92
9.2.6 Déflexion.....	94
9.2.7 Déformabilité .....	95
9.3 Comportement à la flexion de poutres en béton armé conjointement de barres d'acier et de PRFV .....	95
9.3.1 Capacité portante.....	96
9.3.2 Déformation .....	99
9.3.3 Axe neutre .....	101
9.3.4 Réseau de fissuration .....	102
9.3.5 Largeur de fissure.....	103
9.3.6 Déflexion.....	106
9.3.7 Déformabilité .....	109
9.4 Comportement à la flexion de dalles en béton armé de tiges en PRFV .....	111
9.4.1 Capacité portante.....	111
9.4.2 Déformation .....	114
9.4.3 Axe neutre .....	116
9.4.4 Réseau de fissuration .....	117
9.4.5 Largeur de fissure.....	118
9.4.6 Déflexion.....	119
9.4.7 Chargement cyclique.....	121
9.4.8 Déformabilité .....	123
10. Exemples de calcul.....	124
10.1 Introduction.....	124
10.2 Exemple de calcul pour une poutre doublement armée.....	124
10.2.1 Première approche.....	126
10.2.2 Deuxième approche .....	127
10.2.3 Facteur de prévention.....	128
10.3 Exemple de calcul pour une dalle unidirectionnelle.....	129

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	135
BIBLIOGRAPHIE .....	140
ANNEXE A: FIGURES .....	153
ANNEXE B: TABLEAUX.....	298
ANNEXE C: PHOTOS.....	323

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Organigramme de la thèse .....	154
Figure 4.1	Moulage par pultrusion.....	155
Figure 7.1	Représentation schématique du moment dans une section de béton armé.....	156
Figure 7.2	Bloc rectangulaire équivalent de béton en compression.....	156
Figure 8.1	Détails de renforcement des poutres BC .....	157
Figure 8.2	Détails de la disposition de l'armature des poutres BC.....	157
Figure 8.3	Schéma du montage expérimental des poutres BC.....	157
Figure 8.4	Détails de renforcement des poutres des séries 1 et 2.....	158
Figure 8.5	Détails de la disposition de l'armature des poutres des séries 1 et 2.....	158
Figure 8.6	Schéma du montage expérimental des poutres des séries 1 et 2 .....	158
Figure 8.7	Détails de renforcement des dalles.....	159
Figure 8.8	Détails de la disposition de l'armature des dalles.....	159
Figure 8.9	Schéma du montage expérimental des dalles.....	159
Figure 9.1	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2NA .....	160
Figure 9.2	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2NB.....	160
Figure 9.3	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2HA .....	161
Figure 9.4	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2HB.....	161
Figure 9.5	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2VA .....	162
Figure 9.6	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2VB.....	162
Figure 9.7	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4NA .....	163
Figure 9.8	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4NB.....	163
Figure 9.9	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4HA .....	164
Figure 9.10	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4HA .....	164
Figure 9.11	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4VA .....	165
Figure 9.12	Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4VB.....	166
Figure 9.13	Axe neutre des poutres BC2N .....	167
Figure 9.14	Axe neutre des poutres BC2H.....	167
Figure 9.15	Axe neutre des poutres BC2V .....	168
Figure 9.16	Axe neutre des poutres BC4N .....	168
Figure 9.17	Axe neutre des poutres BC4H.....	169
Figure 9.18	Axe neutre des poutres BC4V .....	169
Figure 9.19	Réseau de fissuration de la poutre BC2NA .....	170
Figure 9.20	Réseau de fissuration de la poutre BC2NB.....	170
Figure 9.21	Réseau de fissuration de la poutre BC2NA .....	170
Figure 9.22	Réseau de fissuration de la poutre BC2NB.....	171
Figure 9.23	Réseau de fissuration de la poutre BC2NA .....	171
Figure 9.24	Réseau de fissuration de la poutre BC2NB.....	171
Figure 9.25	Réseau de fissuration de la poutre BC4NA .....	172
Figure 9.26	Réseau de fissuration de la poutre BC4NB.....	172
Figure 9.27	Réseau de fissuration de la poutre BC4NA .....	172
Figure 9.28	Réseau de fissuration de la poutre BC4NB.....	173
Figure 9.29	Réseau de fissuration de la poutre BC4NA .....	173
Figure 9.30	Réseau de fissuration de la poutre BC4NB.....	173
Figure 9.31	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2N.....	174



Figure 9.32	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2H.....	174
Figure 9.33	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2V.....	175
Figure 9.34	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4N.....	175
Figure 9.35	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4H.....	176
Figure 9.36	Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4V.....	176
Figure 9.37	Effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la largeur de fissure des poutres BC.....	177
Figure 9.38	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2N.....	177
Figure 9.39	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2H.....	178
Figure 9.40	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2V.....	178
Figure 9.41	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4N.....	179
Figure 9.42	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4H.....	179
Figure 9.43	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4V.....	180
Figure 9.44	Déflexion expérimentale des poutres BC2N.....	180
Figure 9.45	Déflexion expérimentale des poutres BC2H.....	181
Figure 9.46	Déflexion expérimentale des poutres BC2V.....	181
Figure 9.47	Déflexion expérimentale des poutres BC4N.....	182
Figure 9.48	Déflexion expérimentale des poutres BC4H.....	182
Figure 9.49	Déflexion expérimentale des poutres BC4V.....	183
Figure 9.50	Effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la déflexion des poutres BC.....	184
Figure 9.51	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2NA.....	185
Figure 9.52	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2HA.....	185
Figure 9.53	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2VA.....	186
Figure 9.54	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4NA.....	186
Figure 9.55	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4HA.....	187
Figure 9.56	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4VA.....	187
Figure 9.57	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S5A.....	188
Figure 9.58	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S5C.....	188
Figure 9.59	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S500A.....	189
Figure 9.60	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S500C.....	189
Figure 9.61	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre 00S5A.....	190
Figure 9.62	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre 00S5C.....	190
Figure 9.63	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S5S5A.....	191

Figure 9.64	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S5S5C .....	191
Figure 9.65	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F500A .....	192
Figure 9.66	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F500C .....	192
Figure 9.67	Comparaison des déformations de l'armature des poutres de la série 1 .....	193
Figure 9.68	Comparaison des déformations dans le béton des poutres de la série 1 .....	193
Figure 9.69	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F9S9A .....	194
Figure 9.70	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F9S9C .....	194
Figure 9.71	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S900A .....	195
Figure 9.72	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S900C .....	195
Figure 9.73	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S9A .....	196
Figure 9.74	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S9C .....	196
Figure 9.75	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F2S9A .....	197
Figure 9.76	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F2S9C .....	197
Figure 9.77	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F900A .....	198
Figure 9.78	Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F900C .....	198
Figure 9.79	Comparaison des déformations des poutres F9S9 et S900 .....	199
Figure 9.80	Comparaison des déformations dans l'armature composite des poutres de la série 2 .....	199
Figure 9.81	Comparaison des déformations dans l'armature d'acier des poutres de la série 2 .....	200
Figure 9.82	Comparaison des déformations dans le béton des poutres de la série 2 .....	200
Figure 9.83	Axe neutre expérimental de la poutre F5S5A .....	201
Figure 9.84	Axe neutre expérimental de la poutre F5S5C .....	201
Figure 9.85	Axe neutre expérimental de la poutre S500A .....	202
Figure 9.86	Axe neutre expérimental de la poutre S500C .....	202
Figure 9.87	Axe neutre expérimental de la poutre 00S5A .....	203
Figure 9.88	Axe neutre expérimental de la poutre 00S5C .....	203
Figure 9.89	Axe neutre expérimental de la poutre S5S5A .....	204
Figure 9.90	Axe neutre expérimental de la poutre S5S5C .....	204
Figure 9.91	Axe neutre expérimental de la poutre F500A .....	205
Figure 9.92	Axe neutre expérimental de la poutre F500C .....	205
Figure 9.93	Axe neutre expérimental de la poutre F9S9A .....	206
Figure 9.94	Axe neutre expérimental de la poutre F9S9C .....	206
Figure 9.95	Axe neutre expérimental de la poutre S900A .....	207
Figure 9.96	Axe neutre expérimental de la poutre S900C .....	207
Figure 9.97	Axe neutre expérimental de la poutre F5S9A .....	208
Figure 9.98	Axe neutre expérimental de la poutre F5S9C .....	208
Figure 9.99	Axe neutre expérimental de la poutre F2S9A .....	209
Figure 9.100	Axe neutre expérimental de la poutre F2S9C .....	209
Figure 9.101	Axe neutre expérimental de la poutre F900A .....	210
Figure 9.102	Axe neutre expérimental de la poutre F900C .....	210
Figure 9.103	Réseau de fissuration de la poutre F5S5A .....	211
Figure 9.104	Réseau de fissuration de la poutre S500A .....	211
Figure 9.105	Réseau de fissuration de la poutre 00S5A .....	212
Figure 9.106	Réseau de fissuration de la poutre S5S5A .....	212
Figure 9.107	Réseau de fissuration de la poutre F500A .....	213

Figure 9.108 Réseau de fissuration de la poutre F500B.....	213
Figure 9.109 Réseau de fissuration de la poutre F5S5C.....	214
Figure 9.110 Réseau de fissuration de la poutre S500C.....	214
Figure 9.111 Réseau de fissuration de la poutre 00S5C.....	215
Figure 9.112 Réseau de fissuration de la poutre S5S5C .....	215
Figure 9.113 Réseau de fissuration de la poutre F500C.....	216
Figure 9.114 Réseau de fissuration de la poutre F9S9A .....	216
Figure 9.115 Réseau de fissuration de la poutre S900A.....	217
Figure 9.116 Réseau de fissuration de la poutre F5S9A .....	217
Figure 9.117 Réseau de fissuration de la poutre F2S9A .....	218
Figure 9.118 Réseau de fissuration de la poutre F900A.....	218
Figure 9.119 Réseau de fissuration de la poutre F9S9B.....	219
Figure 9.120 Réseau de fissuration de la poutre S900B.....	219
Figure 9.121 Réseau de fissuration de la poutre F5S9B.....	220
Figure 9.122 Réseau de fissuration de la poutre F2S9B.....	220
Figure 9.123 Réseau de fissuration de la poutre F900B.....	221
Figure 9.124 Réseau de fissuration de la poutre F9S9C.....	221
Figure 9.125 Réseau de fissuration de la poutre S900C.....	222
Figure 9.126 Réseau de fissuration de la poutre F5S9C.....	222
Figure 9.127 Réseau de fissuration de la poutre F2S9C.....	223
Figure 9.128 Réseau de fissuration de la poutre F900C.....	223
Figure 9.129 Largeur de fissure expérimentale des poutres F5S5 .....	224
Figure 9.130 Largeur de fissure expérimentale des poutres S500.....	224
Figure 9.131 Largeur de fissure expérimentale des poutres 00S5.....	225
Figure 9.132 Largeur de fissure expérimentale des poutres S5S5 .....	225
Figure 9.133 Largeur de fissure expérimentale des poutres F500.....	226
Figure 9.134 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 1A .....	226
Figure 9.135 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 1C .....	227
Figure 9.136 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 1A .....	227
Figure 9.137 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 1C.....	228
Figure 9.138 Largeur de fissure expérimentale des poutres F9S9 .....	228
Figure 9.139 Largeur de fissure expérimentale des poutres S900.....	229
Figure 9.140 Largeur de fissure expérimentale des poutres F5S9 .....	229
Figure 9.141 Largeur de fissure expérimentale des poutres F2S9 .....	230
Figure 9.142 Largeur de fissure expérimentale des poutres F900.....	230
Figure 9.143 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2A .....	231
Figure 9.144 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2A.....	231
Figure 9.145 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2B .....	232
Figure 9.146 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2B .....	232
Figure 9.147 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2C .....	233
Figure 9.148 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2C .....	233

Figure 9.149	Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2A .....	234
Figure 9.150	Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2B.....	234
Figure 9.151	Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2C.....	235
Figure 9.152	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F5S5) .....	236
Figure 9.153	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S500) .....	236
Figure 9.154	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres 00S5) .....	237
Figure 9.155	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S5S5) .....	237
Figure 9.156	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F500) .....	238
Figure 9.157	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F9S9) .....	238
Figure 9.158	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S900) .....	239
Figure 9.159	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F5S9) .....	239
Figure 9.160	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F2S9) .....	240
Figure 9.161	Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F900) .....	240
Figure 9.162	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques (poutres série 1) .....	241
Figure 9.163	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques (poutres série 2) .....	241
Figure 9.164	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres de la série 2 contenant de l'acier.....	242
Figure 9.165	Déflexion expérimentale des poutres F5S5 .....	243
Figure 9.166	Déflexion expérimentale des poutres S500.....	243
Figure 9.167	Déflexion expérimentale des poutres 00S5.....	244
Figure 9.168	Déflexion expérimentale des poutres S5S5 .....	244
Figure 9.169	Déflexion expérimentale des poutres F500.....	245
Figure 9.170	Comparaison de la déflexion des poutres de la série 1A .....	245
Figure 9.171	Déflexion expérimentale des poutres F9S9 .....	246
Figure 9.172	Déflexion expérimentale des poutres S900.....	246
Figure 9.173	Déflexion expérimentale des poutres F5S9 .....	247
Figure 9.174	Déflexion expérimentale des poutres F2S9 .....	247
Figure 9.175	Déflexion expérimentale des poutres F900.....	248
Figure 9.176	Comparaison de la déflexion des poutres de la série 2A .....	248
Figure 9.177	Comparaison de la déflexion des poutres de la série 2B .....	249

Figure 9.178	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S5A .....	250
Figure 9.179	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S500A .....	250
Figure 9.180	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre 00S5A .....	251
Figure 9.181	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S5S5A .....	251
Figure 9.182	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F500A .....	252
Figure 9.183	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S5C .....	252
Figure 9.184	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S500C .....	253
Figure 9.185	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre 00S5C .....	253
Figure 9.186	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S5S5C .....	254
Figure 9.187	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F500 B et C .....	254
Figure 9.188	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9A .....	255
Figure 9.189	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900A .....	255
Figure 9.190	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S9A .....	256
Figure 9.191	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9A .....	256
Figure 9.192	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900A .....	256
Figure 9.193	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9B .....	257
Figure 9.194	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900B .....	258
Figure 9.195	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S9B .....	258
Figure 9.196	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9B .....	259
Figure 9.197	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900B .....	259
Figure 9.198	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9C .....	260
Figure 9.199	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900C .....	260
Figure 9.200	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S9C .....	261

Figure 9.201 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9C .....	261
Figure 9.202 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900C .....	262
Figure 9.203 Déformation de l'armature de la dalle SC200U .....	263
Figure 9.204 Déformation du béton de la dalle SC200U .....	263
Figure 9.205 Déformations moyennes de la dalle SC200U .....	264
Figure 9.206 Déformation de l'armature de la dalle SC200O .....	264
Figure 9.207 Déformation du béton de la dalle SC200O .....	265
Figure 9.208 Déformations moyennes de la dalle SC200O .....	265
Figure 9.209 Déformation de l'armature de la dalle SC150U .....	266
Figure 9.210 Déformation du béton de la dalle SC150U .....	266
Figure 9.211 Déformations moyennes de la dalle SC150U .....	267
Figure 9.212 Déformation de l'armature de la dalle SC150OA .....	267
Figure 9.213 Déformation du béton de la dalle SC150OA .....	268
Figure 9.214 Déformations moyennes de la dalle SC150OA .....	268
Figure 9.215 Déformation de l'armature au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	269
Figure 9.216 Déformation au niveau du béton au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	269
Figure 9.217 Déformations moyennes au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	270
Figure 9.218 Déformation de l'armature 1 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	270
Figure 9.219 Déformation de l'armature 2 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	271
Figure 9.220 Déformation de l'armature 3 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	271
Figure 9.221 Déformation au niveau du béton au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	272
Figure 9.222 Déformations moyennes au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB .....	272
Figure 9.223 Déformation de l'armature 1 au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	273
Figure 9.224 Déformation de l'armature 2 au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	273
Figure 9.225 Déformation de l'armature 3 au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	274
Figure 9.226 Déformation au niveau du béton au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	274
Figure 9.227 Déformations moyennes au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	275
Figure 9.228 Comparaison des déformations de l'armature des différentes dalles .....	275
Figure 9.229 Comparaison des déformations du béton des différentes dalles .....	276
Figure 9.230 Axe neutre de la dalle SC200U .....	277
Figure 9.231 Axe neutre de la dalle SC200O .....	277

Figure 9.232	Axe neutre de la dalle SC150U .....	278
Figure 9.233	Axe neutre de la dalle SC150OA .....	278
Figure 9.234	Axe neutre au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant le point de lecture.....	279
Figure 9.235	Axe neutre au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant l'armature.....	279
Figure 9.236	Axe neutre au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant l'armature moyenne.....	280
Figure 9.237	Axe neutre au chargement monotonique de la dalle SC150OB .....	280
Figure 9.238	Réseau de fissuration de la dalle SC200U .....	281
Figure 9.239	Réseau de fissuration de la dalle SC200O .....	281
Figure 9.240	Réseau de fissuration de la dalle SC150U .....	282
Figure 9.241	Réseau de fissuration de la dalle SC150OA .....	282
Figure 9.242	Réseau de fissuration de la dalle SC150OB.....	283
Figure 9.243	Comparaison de la largeur de fissure expérimentale des différentes dalles .....	284
Figure 9.244	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC200U .....	284
Figure 9.245	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC200O .....	285
Figure 9.246	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC150U .....	285
Figure 9.247	Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC150OA .....	286
Figure 9.248	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC200U .....	287
Figure 9.249	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC200O .....	287
Figure 9.250	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150U .....	288
Figure 9.251	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150OA .....	288
Figure 9.252	Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150OB .....	289
Figure 9.253	Comparaison de la déflexion expérimentale des différentes dalles.....	289
Figure 9.254	Déflexion de la dalle SC150OB au premier chargement cyclique .....	290
Figure 9.255	Déflexion de la dalle SC150OB au deuxième chargement cyclique.....	290
Figure 9.256	Variation de la charge suivant le nombre de cycle (1er cycle) .....	291
Figure 9.257	Variation des déformations de l'armature suivant le nombre de cycle (1er cycle).....	291
Figure 9.258	Variation des déformations au niveau du béton suivant le nombre de cycle (1er cycle).....	292
Figure 9.259	Variation de l'axe neutre suivant le nombre de cycle (1er cycle) .....	292
Figure 9.260	Variation de la déflexion suivant le nombre de cycle (1er cycle).....	293
Figure 9.261	Variation de la charge suivant le nombre de cycle (2e cycle).....	293

Figure 9.262	Variation des déformations de l'armature 1 suivant le nombre de cycle (2e cycle) .....	294
Figure 9.263	Variation des déformations de l'armature 2 suivant le nombre de cycle (2e cycle) .....	294
Figure 9.264	Variation des déformations de l'armature 3 suivant le nombre de cycle (2e cycle) .....	295
Figure 9.265	Variation des déformations au niveau du béton suivant le nombre de cycle (2e cycle) .....	295
Figure 9.266	Variation de l'axe neutre d'après l'armature 1 suivant le nombre de cycle (2e cycle).....	296
Figure 9.267	Variation de l'axe neutre d'après l'armature 2 suivant le nombre de cycle (2e cycle).....	296
Figure 9.268	Variation de l'axe neutre d'après l'armature 3 suivant le nombre de cycle (2e cycle).....	297
Figure 9.269	Variation de la déflexion suivant le nombre de cycle (2e cycle).....	297



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Différentes situations où il est avantageux d'utiliser des tiges en PRFV (Chaallal et coll., 1993a).....	299
Tableau 3.1	Comparaison entre les propriétés des fibres (ACI 440, 1996).....	300
Tableau 3.2	Composition de différents types de verre (Labonté, 1993; Lubin, 1982; ACI 440, 1996) .....	300
Tableau 3.3	Propriétés des filaments de verre (Labonté, 1993; Lubin, 1982).....	300
Tableau 3.4	Propriétés des fibres de carbones (Labonté, 1993) .....	301
Tableau 3.5	Propriétés des fibres d'aramide (Labonté, 1993).....	301
Tableau 3.6	Evaluation qualitative des propriétés des différentes fibres (ACI 440, 1996)..	301
Tableau 3.7	Propriétés des polyesters (Mallick, 1988).....	302
Tableau 3.8	Propriétés des époxydes (Mallick, 1988) .....	302
Tableau 3.9	Propriétés des vinylesters (Mallick, 1988).....	302
Tableau 3.10	Evaluation qualitative et quantitative des propriétés de différentes résines therm durcissables (Hancox, 1981).....	302
Tableau 8.1	Propriétés des tiges C-BAR.....	303
Tableau 8.2	Compositions des mélanges de béton réalisés au laboratoire .....	303
Tableau 8.3	Nomenclature des poutres BC et caractéristiques de l'armature et du béton....	303
Tableau 8.4	Propriétés des barres d'armature Isorod.....	304
Tableau 8.5	Composition du béton commercial .....	304
Tableau 8.6	Nomenclature et caractéristiques des poutres des séries 1 & 2 .....	305
Tableau 8.7	Nomenclature des dalles et caractéristiques du béton.....	305
Tableau 8.8	Nomenclature des dalles et caractéristiques de l'armature.....	306
Tableau 9.1	Rapport de renforcement des poutres BC .....	307
Tableau 9.2	Sommaire des résultats sur les poutres BC .....	308
Tableau 9.3	Moments expérimentaux vs. moments théoriques des poutres BC.....	309
Tableau 9.4	Moment ultime observé, moment ultime théorique et mode de rupture observé des poutres BC .....	309
Tableau 9.5	Espacement moyen des fissures des poutres BC (mm) .....	310
Tableau 9.6	Largeur de la fissure résiduelle des poutres BC .....	311
Tableau 9.7	Déflexion résiduelle des poutres BC.....	312
Tableau 9.8	Facteur-J des poutres BC.....	313
Tableau 9.9	Modes de rupture des poutres des séries 1 & 2.....	313
Tableau 9.10	Sommaire des résultats sur les poutres de la série 1 .....	314
Tableau 9.11	Sommaire des résultats sur les poutres de la série 2 .....	315
Tableau 9.12	Valeurs théoriques de la contrainte d'adhérence maximale des barres Isorod et des barres d'acier (Benmokrane et coll., 1996d) .....	316
Tableau 9.13	Largeur de la fissure résiduelle des poutres de la série 1 .....	316
Tableau 9.14	Largeur de la fissure résiduelle des poutres de la série 2.....	317
Tableau 9.15	Déflexion résiduelle des poutres de la série 1 .....	318
Tableau 9.16	Déflexion résiduelle des poutres de la série 2.....	319
Tableau 9.17	Facteur-J des poutres des séries 1 & 2 .....	320
Tableau 9.18	Modes de rupture des dalles .....	320
Tableau 9.19	Sommaire des résultats sur les dalles .....	321
Tableau 9.20	Espacement moyen des fissures des dalles (mm) .....	321

Tableau 9.21 Facteur de modification de l'inertie effective des dalles .....	321
Tableau 9.22 Facteur-J des dalles.....	322

## LISTE DES PHOTOS

Photo 7.1 Exemple de rupture en tension.....	324
Photo 7.2 Exemple de rupture en compression.....	324
Photo 7.3 Exemple de rupture en cisaillement.....	325
Photo 8.1 Tige C-BAR.....	326
Photo 8.2 Vue de l'armature d'une poutre BC2 avant la coulée du béton.....	326
Photo 8.3 Tige Isorod.....	327
Photo 8.4 Montage expérimental des poutres de la série 1 et de la série 2.....	327
Photo 8.5 Vue des armatures d'une dalle avant la coulée du béton.....	328
Photo 8.6 Montage expérimental des dalles.....	328
Photo 9.1 Rupture typique en cisaillement (poutre BC4NA) .....	329
Photo 9.2 Rupture typique en compression (poutre BC4VA).....	329
Photo 9.3 Rupture typique en compression (poutre F5S5C).....	330
Photo 9.4 Rupture typique en tension (poutre F900C).....	330
Photo 9.5 Rupture en tension de la dalle SC150U .....	331
Photo 9.6 Grande déflexion de la dalle SC150U avant rupture .....	331

## LISTE DES SYMBOLES

- $a$  Porté de cisaillement, mm
- $A$  Aire de béton entourant l'armature de tension, mm<sup>2</sup>
- $A_{ef}$  Aire effective de béton entourant l'armature en composite en tension, mm<sup>2</sup>
- $A_{es}$  Aire effective de béton entourant l'armature d'acier en tension, mm<sup>2</sup>
- $A_f$  Section d'armature tendue en composite, mm<sup>2</sup>
- $A_i$  Aire de l'armature considérée, mm<sup>2</sup>
- $A_s$  Section d'armature tendue en acier, mm<sup>2</sup>
- $A_{s'}$  Section d'armature comprimée en acier, mm<sup>2</sup>
- $A_t$  Aire effective totale de béton entourant l'armature en tension, mm<sup>2</sup>
- $b$  Largeur de l'élément, mm
- $c$  Position de l'axe neutre, mm
- $c_{0.001}$  Position de l'axe neutre à une déformation du béton de 0.001, mm
- $c_{0.0035}$  Position de l'axe neutre à une déformation du béton de 0.0035, mm
- $c_{se}$  Position de l'axe neutre de la section élastique fissurée, mm
- $C$  Effort de compression, kN
- $d$  Profondeur effective de l'armature, mm
- $d_i$  Profondeur effective de l'armature considérée, mm
- $d_c$  Epaisseur de recouvrement de béton mesurée à partir de la fibre extrême du béton tendu jusqu'au centre de la première couche de barre d'armature tendue, mm
- $D$  Diamètre de la barre d'armature, mm
- $D_f$  Diamètre de l'armature en composite, mm
- $D_s$  Diamètre de l'armature en acier, mm
- $E_c$  Module d'élasticité en compression du béton, MPa
- $E_f$  Module d'élasticité en tension de l'armature en composite, MPa
- $E_s$  Module d'élasticité en tension de l'armature en acier, MPa
- $f$  Profondeur du centre de gravité de l'armature en composite, mm
- $f_c$  Résistance en compression du béton, MPa
- $f_f$  Tension dans l'armature en composite, MPa
- $f_{fse}$  Tension dans l'armature en composite à la limite supérieure de la section élastique fissurée, MPa
- $f_{fu}$  Résistance en tension de l'armature en composite, MPa
- $f_r$  Module de rupture de béton, MPa
- $f_s$  Tension dans l'armature d'acier, MPa
- $f_{sse}$  Tension dans l'armature d'acier à la limite supérieure de la section élastique fissurée, MPa
- $f_y$  Résistance en tension de l'armature d'acier, MPa
- $G$  Module en cisaillement du béton, MPa
- $h$  Hauteur de l'élément, mm
- $h_l$  Distance du centre de l'armature tendue à l'axe neutre, mm
- $h_{lf}$  Distance du centre de l'armature en composite tendue à l'axe neutre, mm
- $h_{ls}$  Distance du centre de l'armature en acier tendue à l'axe neutre, mm
- $h_2$  Distance entre la fibre extrême de béton tendu à l'axe neutre, mm
- $i$  Indice associé au type d'armature

$I$	Moment d'inertie de la section, $\text{mm}^4$
$I_{cr}$	Moment d'inertie de la section fissurée, $\text{mm}^4$
$I_e$	Moment d'inertie effective de la section, $\text{mm}^4$
$I_g$	Moment d'inertie de la section brute, $\text{mm}^4$
$I_m$	Moment d'inertie modifié, $\text{mm}^4$
$I_t$	Moment d'inertie transformé, $\text{mm}^4$
$K_f$	Coefficient de corrélation de l'armature composite, $\text{mm}^2/\text{N}$
$K_s$	Coefficient de corrélation de l'armature d'acier, $\text{mm}^2/\text{N}$
$l$	Espacement moyen entre les fissures, mm
$L$	Portée de l'élément, mm
$M_a$	Moment appliqué, kN.m
$M_{cr}$	Moment de fissuration, kN.m
$M_{se}$	Moment de service, kN.m
$M_r$	Moment résistant, kN.m
$M_u$	Moment ultime, kN.m
$n$	Nombre total de type d'armature considéré
$n_f$	Nombre d'armature en composite
$n_s$	Nombre d'armature d'acier
$P$	Point de charge, kN
$R$	Courbure inverse, mm
$s$	Profondeur du centre de gravité de l'armature tendue en acier, mm
$s'$	Profondeur du centre de gravité de l'armature comprimé en acier, mm
$T$	Effort de tension, kN
$w$	Largeur de fissure, mm
$y$	Distance entre le centre de gravité de l'élément et la fibre extrême de béton tendu
$\alpha_1$	Coefficient réducteur de la résistance du béton
$\beta$	Coefficient réducteur de l'inertie brute
$\beta_1$	Coefficient réducteur de la position de l'axe neutre
$\Delta$	Déflexion, mm
$\varepsilon_c$	Déformation du béton
$\varepsilon_{c0.001}$	Déformation du béton de 0.001
$\varepsilon_{c0.0035}$	Déformation du béton de 0.0035
$\varepsilon_{cu}$	Déformation ultime du béton
$\varepsilon_f$	Déformation de l'armature en composite
$\varepsilon_{fse}$	Déformation de l'armature en composite à la limite supérieure de la section élastique fissurée
$\varepsilon_{fu}$	Déformation ultime de l'armature en composite
$\varepsilon_i$	Déformation de l'armature considérée
$\varepsilon_s$	Déformation de l'armature d'acier tendue
$\varepsilon_{s'}$	Déformation de l'armature d'acier comprimée
$\varepsilon_{sse}$	Déformation de l'armature d'acier à la limite supérieure de la section élastique fissurée
$\gamma_c$	Masse volumique du béton, $\text{kg}/\text{m}^3$
$\eta_i$	Rapport du module d'élasticité de l'armature sur celui du béton, $(E_i/E_c)$
$\eta_{s'}$	Rapport du module d'élasticité de l'armature d'acier comprimée sur celui du béton

- $\lambda$  Facteur tenant compte de la masse volumique du béton  
 $\mu_m$  Contrainte d'adhérence maximum, MPa  
 $\mu_{mf}$  Contrainte d'adhérence maximum de l'armature en composite, MPa  
 $\mu_{ms}$  Contrainte d'adhérence maximum de l'armature d'acier, MPa  
 $\nu_c$  Coefficient de Poisson du béton  
 $\rho$  Rapport de renforcement, ( $A_i/bd$ )  
 $\rho_b$  Rapport de renforcement balancé

## 1. INTRODUCTION

### 1.1 Mise en situation

Ces dernières années ont donné lieu à de nombreuses réparations d'infrastructures telles que les ponts routiers, les tunnels, les stationnements multi-étagés etc. Ces réparations ne sont pas dues à ce que l'infrastructure a dépassé la durée de service prévue lors de sa conception, mais bien parce que la corrosion des barres d'armature, accentuée par les sels de déverglaçage, est parvenue à des niveaux intolérables.

Pour donner des chiffres, notons qu'en Europe, le coût annuel de réparation dû à la corrosion est estimé à un milliard de livres sterling (CLARKE, 1993b). En Angleterre, on rapporte que 45 millions de livres sterling ont été investies pour réparer des viaducs âgés d'à peine 17 ans, dont le coût initial n'était que de 28 millions de livres (READ, 1989). Aux Etats-Unis, on évalue à vingt milliards de dollars américains le coût de réparation d'environ 160,000 ponts déficients dû à la corrosion des barres d'armature (CLARKE, 1993b). Au Canada, le coût de réparation des stationnements multi-étagés est évalué entre 4 et 6 milliards de dollars canadiens (BEDARD, 1992).

L'ampleur du phénomène et les considérations économiques qui en découlent initièrent le développement de techniques cherchant à protéger l'armature contre la corrosion. Malgré tous les efforts déployés, les nouvelles techniques de protection ne surent se défaire complètement de la corrosion. Néanmoins, les barres d'acier revêtues d'époxyde ont réussi à conquérir 15% du marché nord-américain des barres d'acier conventionnelles, ce qui représente annuellement près de 3 milliards de dollars américains.

Un rapport du ministère des Transport de la Floride en août 1988, signifiant l'échec des barres d'acier revêtues d'époxyde à prévenir la corrosion, orienta les recherches vers un nouveau matériau d'armature, soit les polymères renforcés de fibres (PRF) communément qualifiés, sous un terme plus générique, de matériaux composites. La résistance à la corrosion de cette armature multiplia les recherches dans cette direction tant et si bien que des conférences internationales portant sur l'utilisation structurale des composites en génie civil sont données un peu partout à travers le monde. En fait, on croit que l'armature en composite pourrait facilement reprendre 15% du marché des barres d'acier revêtues d'époxyde, ce qui représente annuellement, en Amérique du Nord, près de 450 millions de dollars américains.

## 1.2 Etats des recherches

A l'heure actuelle, l'armature d'acier n'est utilisée, dans plusieurs applications, qu'à défaut de matériaux plus performant et mieux adaptés. Les premières études réalisées sur les armatures en polymère renforcé de fibre ont démontré que ces matériaux constituent une alternative sérieuse à l'armature d'acier conventionnelle dès que se présentent des situations particulières telles que la corrosion, le poids, l'amagnétisme ou la non-conductivité électrique (NEALE et coll., 1992). Des études plus poussées ouvrirent la porte aux barres d'armatures en matériaux composites dans des utilisations structurales en béton armé (JAPAN CONCRETE INSTITUTE, 1997; SAADATMANESH et coll., 1996). Cependant, le manque de normes et de procédures de design élaborées sur l'utilisation des barres en matériaux composites freine grandement la mise en marché de ce nouveau produit sans compter que d'importantes différences existent d'un produit à l'autre.

Un programme de recherche visant à étudier la performance des barres d'armature en matériaux composites a été mis sur pied en 1991 à l'Université de Sherbrooke. Ce programme comporte plusieurs phases cherchant à pallier au manque d'information qui subsiste présentement sur ces barres d'armatures.

Les toutes premières études réalisées par Omar Chaallal et Brahim Benmokrane ont permis d'évaluer les caractéristiques physico-mécaniques de la barre Isorod (CHAALLAL et coll., 1991 à 1993). Le rapport des différents constituants, la compatibilité fibre/résine, le choix de pigmentation, la résistance à la traction, le module d'élasticité et les coefficients de poisson ont entre autres été examinés.

Les résultats rapportés par Evelyne Speisser sur une étude concernant la durabilité des barres en PRF firent part des constatations suivantes (SPEISSER, 1994):

- Les cycles de gel-dégel n'influent pas sur la résistance en tension des barres en PRFV, ni sur leur adhérence avec le béton.
- Pour un interval de température allant de -30 à 50°C, les coefficients d'expansion thermique sont indépendants de la température.
- La résistance à la fatigue des barres en PRFV est plus faible que l'acier. Toutefois, si une rupture par délamination peut être empêchée, tout laisse croire que les barres en PRFV pourraient endurer davantage de cycles de chargement.
- Selon les essais de traction effectués sur des barres en PRFV ayant été immergées dans des solutions alcalines et salines, et dans une solution acide, la résistance à la traction de



ces barres n'est que très peu affectée par le milieu environnant.

Les essais effectués par M. Brahim Tighiouart sur le comportement en adhérence des barres en PRFV ancrées dans le béton ont permis d'établir les points suivants (BENMOKRANE et coll., 1997b et c; TIGHIOUART et coll., 1997):

- L'adhérence des PRFV est inférieure à l'acier. Ceci est principalement dû aux caractéristiques intrinsèques de la surface de l'armature où les déformations sont cisailées par le béton. Si pour l'acier l'adhérence par embrication mécanique domine, le mécanisme d'adhérence dominant chez les PRF est la friction.
- Contrairement à l'acier, une augmentation de la résistance du béton n'a que peu d'effet sur l'adhérence des barres en PRF.
- L'effet du diamètre sur l'adhérence des barres d'acier est aussi présent chez les barres en PRFV. La résistance moyenne à l'adhérence diminue avec l'augmentation du diamètre de la barre d'armature.
- De pair avec l'acier, une diminution d'adhérence a été observée chez les barres en PRFV de surface; c'est à dire possédant au moins 300 mm de béton coulé sous l'armature.
- A partir des essais réalisés sur différentes longueurs de chevauchement, la longueur d'ancrage des barres en PRFV nécessiterait un facteur de modification de 1.3 comparativement à l'acier conventionnel.

Le projet de recherche de M. Radhouane Masmoudi a permis l'investigation du comportement en flexion de poutres en béton armé de PRFV (MASMOUDI, 1996). Les points suivants ont entre autres été soulevés:

- Les méthodes de design actuelles pour les poutres en béton armé de barres d'acier, soit le calcul aux états limites et le calcul aux contraintes admissibles, sont valides pour les poutres en béton armé de PRF. De plus grands facteurs de sécurité doivent cependant être utilisés.
- Bien que le mode de rupture demeure fragile, une rupture du béton en compression est préférable à une rupture des tiges en tension. Ainsi, le pourcentage d'armature maximum prévu pour les poutres en béton armé de barres d'acier devient un minimum pour les poutres armées de PRFV.
- Un pourcentage élevé d'armature permet d'augmenter la résistance en flexion des poutres tout en diminuant la déflexion et la largeur des fissures.

- Etant donné que les PRFV possèdent un faible module d'élasticité, une augmentation de la résistance du béton en compression met à profit la résistance en tension de ces tiges.
- Une modification des équations de la norme, soit les formules de Geregely-Lutz et de Branson, permet de prédire adéquatement la largeur de fissure et le moment d'inertie effective des poutres armées de PRFV.
- Le design des poutres en béton armé de PRFV est contrôlé par les limites de déflexion et de fissuration établies. Une grande capacité en flexion demeure toutefois disponible.

### 1.3 Thème de la recherche

Les résultats de cette thèse se présentent, en continuité avec les autres essais réalisés à l'Université de Sherbrooke, comme une étude sur l'utilisation structurale des matériaux composites en tant qu'armature à béton. Le programme se divise en trois volets étroitement reliés ayant pour objet l'investigation expérimentale et théorique du comportement en flexion d'éléments en béton armé de barres en composite. L'étude porte principalement sur l'analyse et le design d'éléments rectangulaires en béton armé de polymères renforcés de fibres. Elle se distingue de l'étude de M. Masmoudi par l'introduction de nouveaux paramètres d'étude tels que le type d'armature utilisé, la configuration de renforcement employée ou encore le genre d'élément analysé.

Dès trois études entreprises, la première étude évalue le comportement à la flexion de poutres en béton armé uniquement de barres en matériaux composites en faisant ressortir l'effet du pourcentage d'armature et l'effet de la résistance du béton. En plus d'examiner le comportement à la flexion de poutres armées d'un nouveau type de barres en PRFV, cette étude permet de vérifier les équations de design développées antérieurement par d'autres chercheurs et si nécessaire d'établir de nouvelles équations de design.

La deuxième programmation intègre des barres d'acier et des barres en matériaux composites à l'intérieur d'une même poutre et compare ces nouvelles poutres à celles armées de façon conventionnelle et à celles armées uniquement de barres en PRFV. L'objectif général visé est de vérifier si les poutres utilisant une combinaison d'armature peuvent être avantageusement utilisées, structurellement parlant, pour remplacer les poutres conventionnelles ce qui permettrait de faciliter l'intégration des armatures en PRFV sur le marché. Plus spécifiquement, la largeur de fissure sera examinée en focalisant sur sa capacité à ralentir la corrosion, puis la ductilité de l'élément rectangulaire sera investiguée.

Le dernier volet se consacre à l'étude de dalles unidirectionnelles en béton armé de barres en composites en examinant l'effet du pourcentage d'armature, de l'épaisseur de la dalle et du mode de chargement. L'objectif primaire est d'examiner le comportement à la flexion des dalles. L'objectif secondaire est de vérifier si les équations de design régissant le comportement des poutres sont applicables aux dalles.

Chaque volet expérimental comporte des essais de flexion quatre points où l'élément structural est amené à la rupture. Les résultats sont analysés expérimentalement et théoriquement en terme de moment de fissuration, moment de service, moment ultime, capacité portante, déformation, position de l'axe neutre, réseau de fissuration, largeur de fissure, déflexion et déformabilité.

#### **1.4 Importance de la recherche**

La corrosion de l'armature d'acier est dévastatrice pour les structures en béton telles que les ponts et les stationnement multi-étagés. Au Canada, la réparation de ces structures se chiffre à plusieurs milliards de dollars et occasionne de nombreuses congestions routières qui, à leurs tours, entraînent la perte de vies humaines. La construction de structures permanentes, non corrosives et demandant peu d'entretien s'avère une nécessité tant pour l'économie que pour le bien-être des citoyens. La recherche effectuée est une étape primordiale au transfert de technologie. Elle apporte des données précieuses avec équations de design à l'appui sur le comportement d'éléments en béton renforcé de barres en matériaux composites.

#### **1.5 Organisation de la thèse**

Le document se divise en deux sections bien distinctes mais intimement reliées, identifiées sous les en-têtes revue de littérature et projet de recherche.

La partie bibliographique comprend les chapitres 2 à 7. Elle se veut une étude détaillée sur l'évolution des composites de PRF en s'orientant tout particulièrement vers son utilisation en tant qu'armature à béton. Les facteurs qui ont entraîné son développement, la nature et les caractéristiques des constituants, les étapes de fabrication, les propriétés physiques et mécaniques, le comportement structural et un compte rendu des procédures de design de l'armature en composite font l'objet du contenu de cette section. Cette revue de littérature se présente comme un compte rendu sur l'état actuel des connaissances sur les armatures en composites. Elle permet de

bien cerner le projet de recherche et offre, par ailleurs, un point vue concis et éclairé sur les composites en construction.

La deuxième section s'attaque au sujet de recherche. Elle expose premièrement les divers programmes expérimentaux pour ensuite traiter les résultats de façon analytique. Deux exemples de design sont apportés pour terminer finalement avec les conclusions et recommandations. Plus de détails concernant l'organisation de cette section peuvent être retrouvés à la figure 1.1.

## SECTION A: REVUE DE LITTERATURE

Bien que le génie civil soit une discipline qualifiée souvent de conservatrice, elle ne peut, dans le temps présent, fermer les yeux face aux nombreuses innovations technologiques. La récente montée des polymères renforcés de fibres (PRF), et toutes les implications possibles de ces derniers rendent nécessaire des études approfondies dans cette spécialité.

Si l'appellation de matériaux composites suscite des craintes, il est à noter que l'un des plus anciens matériaux de construction, le bois, est un composite tout à fait naturel. Un conservateur dans le domaine des matériaux de construction n'a qu'à consulter l'histoire pour s'apercevoir que ce n'est qu'en 1824 que Joseph Aspdin obtint le brevet du ciment portland. L'acier fit son apparition vers la fin du 19<sup>e</sup> siècle. Les premières utilisations d'armatures dans le béton datent du début du 20<sup>e</sup> siècle, et le béton précontraint n'est survenu qu'en 1948. Pourtant, le béton, qui est aussi un matériau composite, est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé à travers le monde. Toute crainte vis-à-vis de l'ascension de ce champ d'étude que sont les composites de PRF se trouve donc injustifiée.

## 2. HISTORIQUE

### 2.1 Aspects généraux

Le développement des composites de PRF remonte essentiellement au début des années quarante soit la fin de la deuxième guerre mondiale. Une pénurie des matériaux conventionnels a entraîné l'étude des PRF pour des fins militaires et aérospatiales (BALLINGER, 1992). Sa légèreté, sa forte résistance en tension, en compression, à la fatigue et aux agressions chimiques ainsi que ses propriétés d'amagnétisme lui ont apporté une popularité toujours croissante. Aux fusées, satellites, bateaux et ailes d'avion succédèrent les produits récréatifs tels que les lignes à pêche et les bâtons de ski. Son aptitude de neutralité électrique lui valu une place parmi les produits électriques dès les années soixante (ACI 440, 1996).

### 2.2 Débuts des PRF en génie civil

Quoique moins connu du grand public, le verre fut considéré comme substitut potentiel à l'acier d'armature dès les années trente (EHSANI, 1993). En 1941, John G. Jackson demanda le premier brevet pour l'utilisation de barre d'armature à base de fibres de verre qui lui fut accordé en 1947 (JACKSON, 1941). Deux ans plus tard, l'industrie de la pultrusion américaine obtient elle aussi son premier brevet (ACI 440, 1996). Cependant, la remontée de la disponibilité de l'acier sur le marché, durant cette même période, enf्रेignit grandement la recherche et l'utilisation des PRF en tant que barre d'armature.

### 2.3 Développements de la précontrainte

L'arrivée du béton précontraint en 1948 orienta les recherches sur l'utilisation des PRF en tant que câbles de précontraintes dès 1951 (RUBINSKY, 1951; CREPPS, 1951; RUBINSKY et coll., 1954). Leur grande résistance en tension et leur faible module d'élasticité, réduisant ainsi la perte de précontrainte, leur valurent un intérêt toujours grandissant. En 1980, un premier pont, le Lunen'sche Gasse, fut construit en utilisant des tendons de précontrainte en plastique renforcé de fibres de verre (PRFV) (WOLFF et coll., 1993). Le succès de cette première expérience ouvrit la porte à de nombreux travaux du genre d'ampleur toujours croissante.

### 2.4 Problèmes de l'armature d'acier

Durant les années soixante, les premiers problèmes de corrosion des barres d'armature ont

fait surface, sur les structures routières, dus à l'action des sels de déverglaçage (ACI 440, 1996). L'acier corrodé, pouvant atteindre un volume aussi colossal que six fois le volume initial, crée une forte pression sur le béton engendrant sa fissuration. L'acier, ainsi exposé, corrode encore plus rapidement réduisant progressivement la résistance de la structure jusqu'à sa ruine. A ce stade, trois options s'offraient aux pays nordiques: réviser le produit de déverglaçage, protéger l'armature ou encore développer un nouveau type d'armature.

La révision du produit de déverglaçage exige de sévères études environnementales quant aux produits nouveaux nés, l'effet du sel étant déjà suffisamment dommageable. Plusieurs substituts furent développés, cependant leurs coûts élevés contraignirent les dirigeants gouvernementaux face à leur utilisation. De plus, cette solution n'apporte aucun remède aux structures marines fortement exposées aux sels.

La protection de l'armature, étant en apparence la solution la plus simple, fut l'objet de plusieurs recherches au détriment du développement d'un nouveau matériau d'armature. En théorie, un bon recouvrement de béton et une perméabilité faible de ce dernier suffisent pour protéger l'acier contre la corrosion. Regrettablement, ces conditions sont souvent méprisées sur le chantier résultant en des coûts de réparation de plusieurs milliards de dollars.

#### 2.4.1 Le phénomène de corrosion

La corrosion de l'armature d'acier est un processus électrochimique généré par la différence de concentration d'ions, tels que le chlore, l'oxygène et les alcalis, dissout à proximité de l'acier. Il se forme alors une anode où se produit la perte d'électron,  $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{++} + 2\text{e}^-$ , puis une cathode où se consomment les électrons,  $\frac{1}{2}\text{O}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightarrow 2(\text{OH})^-$ . Les ions  $\text{OH}^-$  diffusent ensuite dans l'électrolyte pour finalement se combiner aux ions  $\text{Fe}^{++}$  formant ainsi la rouille (KHAYAT, 1993). En temps normal, l'acier est protégé par un film d'oxyde de fer imperméable et adhérent à la surface de l'acier dans un milieu alcalin ( $\text{pH} > 11.5$ ). L'acier ne pourra donc corroder tant que ce film demeurera en bonne condition ce qui n'est pas toujours le cas. On associe le mécanisme de corrosion soit à la carbonatation ou encore à la diffusion d'ions chlore.

##### *Corrosion par carbonatation*

La carbonatation est la réaction entre la chaux du béton,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , et l'acide carbonique,  $\text{H}_2\text{CO}_3$ , provenant de la dissolution du dioxyde de carbone dans l'eau. Cette réaction a pour effet de

diminuer le pH du béton qui normalement est facilement maintenu au dessus de 12 dû à sa teneur en alcalis et en portlandite. Lorsque le pH du béton descend au dessous de 11.5, le film protecteur est détruit et la corrosion peut ainsi avoir lieu (TAGNIT-HAMOU, 1994). Le taux de carbonatation dépend de la perméabilité et de l'humidité du béton.

#### *Corrosion par diffusion aux ions chlores*

Même à un pH supérieur à 11.5, le film protecteur peut devenir perméable si le rapport  $Cl^- / OH^-$  est supérieur ou égal à 0.6. Ceci est le cas lorsque 0.6 à 0.9 kg d'ions chlore sont présents dans un mètre cube de béton (MEHTA, 1986). Le taux de corrosion dépend de la disponibilité de l'oxygène et de l'eau et donc de la perméabilité du béton. La teneur en chlorures d'un béton est grandement influencée par les sels de déverglaçage qui en sont la principale source (KHAYAT, 1993).

#### 2.4.2 Les alternatives

Comme mentionné un peu plus haut, plusieurs problèmes de corrosion peuvent être reliés à une mauvaise qualité de construction. Un entrepreneur cherchant à économiser du ciment, un camionneur ou des ouvriers voulant améliorer la maniabilité du béton ou encore des travailleurs plus ou moins expérimentés ou consciencieux conduisent, plus souvent qu'autrement, à une faible teneur en ciment, un rapport eau/ciment élevé, un recouvrement trop faible ou encore une mauvaise cure. Une surveillance plus stricte, visant à faire respecter les normes, serait donc de rigueur. Cependant, dans un environnement agressif, une bonne qualité de construction ne peut suffir pour inhiber la corrosion et d'autres mesures doivent être prises.

#### *Perfectionnement du béton*

Certaines normes vont plus loin que les éléments mentionnés ci-haut en spécifiant une largeur maximum de fissuration. Cette initiative, n'ayant que peu d'effet sur le comportement à long terme, n'influence que le temps d'initiation de la corrosion.

L'entrée sur le marché nord américain des superplastifiants (1970) et de la fumée de silice (1980) a permis de réduire la perméabilité des bétons, cause principale de la corrosion. Les superplastifiants diminuent le rapport eau/ciment pour une même maniabilité. Quant à la fumée de silice, son extrême finesse permet de remplir les vides et de densifier ainsi le béton. Etant



cependant nouveaux, peu d'informations existe sur le comportement à long terme de ces ajouts.

Certains adjuvants peuvent réduire la corrosion en présence de chlorure. Ainsi, le nitrite de calcium forme des ions ferriques insolubles. Ces ions demeurent à la surface de l'armature empêchant ainsi la corrosion. Cependant, lorsque de la carbonation est présente, les nitrites se sont avérés inefficaces (ALONSO et coll., 1990).

Au début des années soixante-dix, des scellants de surface sont apparus sur le marché dans le but de combattre la corrosion. Les silanes et leurs dérivés ont démontré réduire à 97% l'entrée d'eau salée dans un béton normal (PERENCHIO, 1988). Leur exploit est toutefois beaucoup plus faible pour les bétons à haute performance. De plus, une attention particulière doit être apportée à la préparation et au séchage de la surface avant l'application de l'enduit, ce qui n'est pas toujours évident. Pour conclure, la performance à long terme du produit n'est pas garantie (CLARKE, 1993b).

#### *Acier galvanisé*

La première solution envisagée dans le but de protéger l'armature contre la corrosion fut la galvanisation (ACI 440, 1996). Ce concept, prévalant depuis les années trente, consiste à immerger l'armature d'acier dans un bain de zinc fondu. Cette procédure permet de revêtir la surface de l'armature de zinc qui réagira avec l'hydroxyde de calcium du béton pour former un film protecteur. Ce revêtement est considéré suffisamment rigide de sorte à ne pas modifier l'adhérence béton/armature. Cependant, cette issue eu tôt fait de perdre sa faveur en raison d'une réaction électrolytique entre l'acier et le zinc (ACI 440, 1996). Les revêtements de zinc et de magnésium sont préférentiellement utilisés en tant qu'anode sacrificielle pour protéger l'acier directement exposé, tel que pour les bateaux ou les applications architecturales mais un remplacement périodique doit être effectué (KHAYAT, 1993).

#### *Protection cathodique*

Comme expliqué auparavant, la corrosion de l'acier est un processus électrochimique. La protection cathodique se sert de cette notion pour augmenter le potentiel électrique de l'acier à un niveau où la corrosion ne peut avoir lieu (CLARKE, 1993b). En terme plus simple, le rapport surface cathode/surface anode se trouve grandement réduit. Deux différents procédés sont utilisés, le courant imprégné et l'emploi d'anodes sacrificielles. La première méthode consiste à brancher la

structure au terminal négatif d'une source de courant CD, utilisant idéalement une anode non-corrosive. Au deuxième procédé, l'armature est reliée à une anode possédant un potentiel corrosif plus élevé que l'acier.

La plupart des applications réalisées ont eu pour but la réhabilitation des structures. Différentes techniques et anodes ont été développées allant du fil de cuivre fixé en serpentins sur la surface du béton jusqu'à la pulvérisation sur le béton d'un enduit conducteur. Selon les applications, le coût peut s'avérer compétitif ou pas, le tout jouant sur le type d'anode pouvant s'appliquer et la durée de celle-ci (WEYERS et coll., 1984; ROBBINS, 1991).

#### *Acier revêtu d'époxyde*

À la fin des années soixante et au début des années soixante-dix, des industries telles que Minnesota Mining and Manufacturing développèrent des revêtements à base d'époxyde pour la protection des barres d'acier (ACI 440, 1996). En 1974, le "US Federal Highways Administration" publia les résultats d'une étude. Cette dernière visait à trouver un revêtement résistant aux produits aussi agressifs que les chlorures et pouvant tolérer le transport et la manipulation sur chantier. Les résultats indiquèrent que l'époxyde était le revêtement le plus approprié (CLIFTON et coll., 1974).

La production d'armature revêtue d'époxyde est un processus continu. La barre est d'abord soumise à un jet de sable de sorte à donner un fini rugueux permettant l'adhésion de l'époxyde. L'armature est ensuite chauffée avant d'être saupoudrée uniformément d'époxyde chargé électrostatiquement. Peu après son application, l'époxyde a durci suffisamment pour être manipulé (CLARKE, 1993b).

Bien que l'époxyde soit considéré comme le plus résistant des revêtements, la manipulation sur chantier et l'entreposage doivent être faits avec extrêmement d'attention. Toute barre coupée ou pliée sur chantier ainsi que tout dommage accidentel doivent être protégés par l'application d'un composé à base d'époxyde. Les barres doivent aussi être protégées des rayons ultraviolets qui rendent le revêtement fragile. Toutes ces procédures doublent le prix de l'armature.

Toutes les précautions à prendre n'ont pas empêché son utilisation. Dès 1973, un premier pont armé d'acier revêtu d'époxyde fut construit en Pennsylvanie. Depuis lors, sa pratique n'a fait qu'augmenter si bien que plus de 330 000 tonnes sont produites annuellement en Amérique du Nord (CLARKE, 1993b).

Malheureusement, le Ministère des Transports de la Floride émit un rapport, en août 1988,

signalant une corrosion significative des barres d'acier revêtue d'époxyde sur trois des quatre ponts utilisant ce type d'armature (KEESLER et coll., 1988). Malgré tous les efforts pour réparer les dommages subis durant la construction, des bris du revêtement ont échappé aux regards des inspecteurs. Il s'ensuit qu'une simple égratignure du revêtement suffit pour créer une corrosion concentrée appelée communément en anglais "pit corrosion" (KHAYAT, 1993). Ce principe s'explique par une augmentation de la surface de la cathode (revêtement d'époxyde) par rapport à l'anode (acier mis à nu) causant ainsi un courant très élevé et donc une dégradation accélérée. Les barres d'acier revêtues d'époxyde se dégradent donc plus rapidement dans de tels cas que l'acier sans revêtement (KEESLER et coll., 1988). Ces découvertes résultèrent en une démarche de la "US Federal Highway Administration" pour promouvoir de nouveaux revêtements ou matériaux pour les barres d'armature.

### *PRF*

Le succès des PRF dans la précontrainte ouvrit une porte pour la considération de ces nouveaux matériaux en tant que barres d'armature. En effet, les problèmes initiaux d'ancrage, de protection de surface et d'adhérence PRF/béton avaient été en parti résolus par l'évolution de ces composites dans les applications aérospatiales, aéronautiques et chimiques. Bien que les premiers chercheurs aient été pessimistes quant à l'utilisation de ces matériaux pour d'autres fin que la précontrainte, d'autres chercheurs, tels que Nawy, Newerth et Phillips, reprirent les recherches débutées dans les années quarante pour l'utilisation des PRF comme barres d'armature (NAWY et coll., 1971). Ces recherches ne furent cependant qu'isolées puisque très peu de chercheurs emboîtèrent le pas.

Ce n'est qu'à la fin des années quatre-vingts que les recherches sur l'utilisation des PRF comme barre d'armature prirent un nouvel essor. L'initiative du ministère des transports des Etats-Unis et l'implication de nombreuses industries firent naître de nombreux travaux et publications sur le sujet (Neale et coll., 1992; Nanni et coll., 1993a; Taerwe, 1995; Saadatmanesh et coll., 1996). Ces résultats démontrèrent l'aptitude des barres d'armature en PRF à remplacer l'acier dans certaines applications particulières. Le tableau 1.1 montre ces champs d'application (CHAALLAL et coll., 1993a).

### 3. COMPOSANTES DES PRF

#### 3.1 Notions préliminaires

Les matériaux composites sont reconnus comme étant la combinaison de deux ou plusieurs corps de nature et de composition différentes, et qui, contrairement aux composés chimiques, possèdent des zones identifiables à chacun de ces corps. Ainsi, les matériaux constituants ne sont qu'entremêlés laissant voir une interface ou encore une zone de transition.

Pour ce qui est des matériaux composites de PRF, ils sont constitués d'un renfort fibreux protégé et supporté par une résine appelée matrice. Ils peuvent supporter de plus grandes contraintes que leurs matériaux constitutifs puisque la matrice et les fibres interagissent, redistribuant ainsi les contraintes de la charge externe; on parle alors de synergie. La performance des PRF dépend des matériaux constituants, de l'orientation, de la longueur, de la forme, du pourcentage et de la composition des fibres, des propriétés mécaniques de la résine, de l'interaction fibre-matrice et de l'utilisation prévue (LABONTE, 1993).

#### 3.2 Renfort

Les fibres, portant la plus grande partie de la charge, sont les constituants structuraux primaires dans les composites de PRF. Soutenus par une matrice stabilisante, ils constituent la phase continue du renforcement.

Les propriétés des PRF dépendent fortement de l'orientation des fibres par rapport à la charge référant ainsi à une anisotropie. La forme structurale la plus commune des PRF est connue sous le nom de laminés. Ces derniers sont constitués d'un empilement de minces couches de fibres et matrice consolidées à l'épaisseur voulue. L'orientation et la séquence d'empilement des différentes couches peuvent être contrôlées pour générer une vaste étendue de propriétés physiques et mécaniques (TSAI et coll., 1980). Cependant, pour ce qui est des barres d'armature et des câbles, un arrangement unidirectionnel des fibres s'avère beaucoup plus efficace, la résistance en tension et le module d'élasticité étant à leur maximum dans la direction longitudinale des fibres. Toutefois, cette forte augmentation de la résistance suivant l'axe de la tige se fait au détriment de la résistance perpendiculaire à cet axe d'où la nécessité d'augmenter le nombre d'étriers.

Contrairement aux métaux qui démontrent des déformations plastiques, les composites à base de fibres sont élastiques jusqu'à la rupture. La rupture des fibres est un processus cumulatif. La fibre la plus faible se rupture en premier. Ensuite, la charge supportée par cette fibre est

transmise aux fibres restantes qui se rompent successivement au fur et à mesure que la charge à supporter par unité de fibre augmente. Toutefois, la nature hétérogène des composites pourvoit des mécanismes d'absorption d'énergie sur une échelle microscopique quelque peu comparable à la plastification (MALLICK, 1988).

On retrouve sur le marché trois principaux types de fibre: le verre, le carbone et l'aramide. Une comparaison entre les propriétés de ces fibres peut être retrouvée au tableau 3.1 (ACI 440, 1996). D'autres fibres, tels que le bore, le PVA (alcool de polyvinyle), le carbure de silicium et l'oxyde d'aluminium sont aussi produites mais en quantité limitée.

Un choix approprié du type de fibres à utiliser est essentiel. Chaque type de fibres possède des caractéristiques particulières qui les rendent apte à servir à une utilisation plutôt qu'à une autre. Ainsi l'adoption d'une fibre influencera les facteurs suivants:

- densité,
- résistance en tension et en compression,
- résistance aux impacts et à la fatigue,
- module d'élasticité,
- conductivités thermique et électrique,
- stabilité dimensionnelle,
- résistances aux conditions environnementales,
- coût.

### 3.2.1 Fibres de verre

Le verre est la fibre qui prédomine dans la majorité des applications. Sa large gamme de propriétés et son faible rapport coût/résistance font du verre la plus importante fibre au niveau industriel.

#### *Elaboration*

Le verre provient surtout du sable siliceux, mais à ce dernier, d'autres matériaux bruts sont ajoutés tel que la pierre à chaux, l'argile, le charbon, le fluorine et l'acide borique. Ces derniers matériaux sont mélangés puis introduits dans un fourneau hautement réfractaire où ils sont fondus à une température s'approchant de 1370 °C (MALLICK, 1988). Le verre fondu passe ensuite dans une filière de platine-rhodium où une orientation préférentielle des chaînes est obtenue par l'étirage

du verre en filaments continus ou discontinus. Le refroidissement du verre est très rapide passant d'environ 950 à 95°C en 0.2 secondes et induit des contraintes résiduelles de compression à la surface des fibres. Immédiatement après la filière (80-120°C), un revêtement protecteur (size) est appliqué sur les filaments individuels avant que ceux-ci ne soient reliés en un fil.

### *Types*

Plusieurs types de verre sont disponibles sur le marché. La composition de différents types de verres peut être retrouvé dans le tableau 3.2 (LABONTE, 1993; LUBIN, 1982; ACI 440, 1996).

Verre A A pour alcalis. De la famille des "soda-lime". Ce type de verre, utilisé communément pour les contenants domestiques et les vitres, est de loin le plus répandu. Sa composition offre une bonne résistance aux agressions chimiques. Cependant, sa haute teneur en alcalis nuit à la neutralité électrique.

Verre E E pour électrique. De la famille des "calcia-alumina-silicate". Mis à part le verre A qui n'est pas utilisé dans les PRF, le verre E englobe environ 80 à 90% des productions commerciales de fibres de verre. Sa faible teneur en  $\text{Na}_2\text{O}$  et  $\text{K}_2\text{O}$  par rapport au verre A améliore sa résistance à l'humidité et sa résistivité de surface (MALLICK, 1988). On le retrouve dans les moulages et dans pratiquement toutes les applications électriques. Il possède une bonne résistance aux alcalis et aux acides. Une version modifiée de ce verre élimine le bore de sa composition (ECR-glass) de sorte à augmenter sa résistance aux alcalis (ACI 440, 1996).

Verre C C pour chimique. De la famille des "soda-lime-borosilicate". Cette composition est reconnue pour sa stabilité chimique dans les environnements fortement corrosifs. Il est fréquemment rencontré dans les composites en contact ou contenant des matériaux acidiques dans les industries utilisant des procédés chimiques.

Verre R ou S R en français pour résistance et S en anglais pour strength. De la famille des "alumino-silicates de magnésium". Ce type de verre est le plus dispendieux. Il doit répondre à un contrôle de qualité et à des procédures d'échantillonnage de sorte à rencontrer les standards militaires (ACI 440, 1996). On le retrouve dans les applications nécessitant une résistance

mécanique supérieure ou encore demandant une performance accrue aux températures élevées ou à la fatigue. Cette composition est cependant plus sensible aux alcalis que le verre E (BAKIS, 1993). L'appellation S-2 indique qu'un traitement de surface spécial a été effectué diminuant le coût.

Verre D D pour diélectrique. Verre diélectrique développé pour une haute performance dans les applications électroniques. Bien que les propriétés mécaniques du verre D sont surpassées par celles des verres E et S, sa faible constante diélectrique et sa faible densité font de lui un matériau approprié pour la construction de radôme (SCHWARTZ, 1984).

Verre AR AR pour résistant aux alcalis (alkali-resistant). Verre développé spécifiquement pour minimiser le poids et la perte de résistance en milieux alcalins. Ce dernier agrément n'a cependant pas encore été entièrement éliminé jusqu'à présent (BAKIS; 1993).

### *Propriétés*

Le tableau 3.3 (LABONTE, 1993; LUBIN, 1982) résume quelques propriétés des filaments des verres A, C, E et S. Les avantages et désavantages des fibres de verre peuvent être résumés comme suit (MALLICK, 1988; LABONTE, 1993; BAKIS, 1993; SCHWARTZ, 1984):

#### AVANTAGES

- coût faible,
- grande résistance en tension,
- grande résistance aux produits chimiques,
- excellent isolant,
- grande ténacité,
- excellente résistance aux impacts,
- module d'élasticité faible (réduit perte de précontrainte),
- bonne fiabilité.

#### DESAVANTAGES

- densité élevée (par rapport aux autres fibres),
- sensibilité à l'abrasion,

- faible module d'élasticité (grande déformation),
- faible résistance à la fatigue,
- grande dureté (usure des instruments de fabrication),
- faible résistance aux charges cycliques,
- corrosion possible aux alcalis et aux acides hydrofluoriques,
- vieillissement à l'humidité.

### 3.2.2 Fibres de carbone

Le carbone est très dispendieux ce qui le rend beaucoup moins populaire que le verre. Moins disponible sur le marché, les fibres de carbone sont cependant reconnues comme étant les fibres les plus performantes.

#### *Elaboration*

Les fibres de carbone sont produites par la pyrolyse de deux types de précurseur: le textile et le "pitch" (brai ou poix). Les précurseurs textiles se divisent en plusieurs branches telles que la rayonne et la polyacrylonitrile (PAN), cependant la PAN est de loin la plus commune. Le mode d'élaboration des fibres de carbone est relié au type de précurseur.

Les filaments passent premièrement à une cyclisation mouillée pour ensuite être étirés à température élevée permettant aux chaînes polymères d'être alignées dans la direction des filaments. Ces filaments sont ensuite chauffés à l'air (220°C) pendant environ deux heures, provoquant une oxydation. La prochaine étape consiste à carboniser les filaments en les chauffant graduellement à environ 1500°C en atmosphère inerte. Bien que les filaments contiennent à cette étape surtout du carbone augmentant considérablement leur résistance en tension, une distribution encore imparfaite de ces atomes entraîne un bas module d'élasticité des filaments (HR).

Alors que les filaments carbonisés sont subséquentiellement traités à la chaleur à environ 3000°C, leur structure devient plus ordonnée; on assiste à une graphitisation. Les filaments ainsi transformés ont atteint un haut module d'élasticité (HM/UHM) au détriment de leur résistance en tension.



### *Types*

Les types de fibres de carbone sont classés selon leurs propriétés mécaniques. Ces propriétés dépendent des cycles de pyrolyse ainsi que de la nature du précurseur.

On distingue deux types de fibres divisés en quatre grandes classes de fibres. Les types I sont les types hauts modules soient les classes UHM (ultra haut module) et HM (haut module), et les types II sont les types hautes résistances soient les classes THR ou VHS (très haute résistance ou very high strength) et HR ou HS (haute résistance ou high strength). En général, les fibres de faible module ont une densité et un coût plus faible ainsi qu'une résistance en tension et une déformation à la rupture plus grandes que les fibres de hauts modules.

### *Propriétés*

Le tableau 3.4 résume les propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone (LABONTE, 1993). Les avantages et désavantages des fibres de carbone peuvent être résumés comme suit (MALLICK, 1988; LABONTE, 1993; SCHWARTZ, 1984):

#### AVANTAGES

- grande résistance en tension et en compression,
- excellente tenue à haute température,
- grande résistance à la fatigue,
- excellente rigidité,
- bonne conductivité électrique et thermique,
- inertie complète à la corrosion et aux produits chimiques (sauf O<sub>2</sub> et acides oxydants à chaud),
- insensibilité à l'humidité et aux rayures,
- faible coefficient de dilatation,
- usinage facile.

#### DESAVANTAGES

- coût élevé,
- difficilement imprégnable (inconvenient disparaît avec préimprégnés),
- corrosion de contact par pile galvanique avec les métaux,

- sensibilité aux impacts et à l'abrasion,
- faible ténacité,
- mauvais isolant,
- faible allongement et rayon de courbure,
- raideur à l'enroulement (bobinage difficile).

### 3.2.3 Fibres d'aramide

De toutes les fibres disponibles, l'aramide possède la plus faible densité et le plus grand rapport résistance en tension/poids. Elle est aussi la seule fibre organique retrouvée dans les applications structurales.

#### *Elaboration*

Introduit commercialement dans les années soixante-dix, l'aramide est un composé organique comprenant des atomes de carbone, d'hydrogène, d'oxygène et d'azote. La fibre d'aramide (poly-para-phenyleneterephthalamide ou PPD-T) est produite par l'extrusion d'une solution acide ( $H_2SO_4$ , -50 à -80°C) d'un précurseur, possiblement un produit de condensation de la réaction du paraphénylène diamine et du chlorure de téréphthaloyl. Passant dans une filière, les filaments sont étirés jusqu'à un diamètre d'environ 13 mm (LABONTE, 1993). Ce faisant, les molécules deviennent fortement orientées dans la direction de l'axe du filament. Un traitement thermique peut alors suivre permettant d'augmenter le module d'élasticité.

#### *Types*

La forme la plus commune des fibres d'aramide est le Kevlar 49. Elle est caractérisée par sa faible densité, sa grande résistance en tension, son haut module d'élasticité et sa résistance aux vibrations et à la fatigue. Ces propriétés font la clé de son utilisation comme renforcement pour les composites plastiques dans les avions, l'aérospatial, la marine et les automobiles. Le Kevlar 49 se retrouve aussi dans les applications industrielles et les équipements de sports.

Le Kevlar 29 possède aussi une faible densité et une grande résistance en tension par contre son module d'élasticité est beaucoup plus faible. Ceci n'empêche toutefois pas son utilisation en tant que protection balistique, câbles, cordes, pneus ou tissus de revêtement pour les structures gonflables ou les tissus architecturaux (SCHWARTZ, 1984).

D'autres types de fibres d'aramide peuvent aussi être retrouvés sur le marché tels que le Kevlar 149 (ultra haut-module), le Twaron et le Technora.

### *Propriétés*

Le tableau 3.5 résume les propriétés physiques et mécaniques des fibres d'aramide (LABONTE, 1993). Les avantages et désavantages des fibres d'aramide peuvent être résumés comme suit (MALLICK, 1988; LABONTE, 1993; SCHWARTZ, 1984; ACI 440, 1996):

### AVANTAGES

- haute résistance spécifique à la traction,
- faible masse volumique,
- excellente résistance à l'impact et au choc,
- isolant thermique, électrique et magnétique,
- bon amortissement des vibrations,
- haute stabilité thermique,
- grande rigidité,
- bonne résistance aux hydrocarbures, aux solvants et aux lubrifiants,
- bonne résistance à l'usure,
- aucun vieillissement à l'humidité.

### DESAVANTAGES

- faible résistance à la compression, à la flexion et au flambage,
- imprégnation difficile par les résines,
- étuvage nécessaire avant utilisation,
- usinage difficile,
- mauvaise résistance aux acides et bases fortes,
- sensibilité au cisaillement interlaminaire,
- sensibilité aux rayons UV,
- absorption élevée d'humidité.

### 3.2.4 Hybrides

Les hybrides sont la combinaison de deux ou plusieurs fibres sous une même matrice. Cette procédure permet d'accroître l'étendue des propriétés pouvant être réalisées par les composites. Des spécifications de design peuvent ainsi être rencontrées à un coût plus économique que les composites à hautes performances ou encore les composites conventionnels.

Le carbone possède une haute résistance en tension et un haut module d'élasticité mais sa résistance à l'impact est faible. Par contre, l'aramide possède une bonne résistance à l'impact mais un faible module d'élasticité comparé au carbone. Une combinaison de ces matériaux sous une même matrice permet de mettre à profit les meilleures qualités de chacune de ces fibres. Ainsi un hybride contenant 50% de carbone et 50% d'aramide démontre une résistance à la flexion trois fois supérieure à l'aramide seul (SCHWARTZ, 1984).

L'hybride le plus rencontré dans les barres d'armature est le verre-carbone. Si des propriétés mécaniques un peu plus faibles que le carbone peuvent être utilisées, un utilisateur peut grandement tirer profit du coût de celui-ci en y ajoutant du verre. Si par contre pour une utilisation donnée le verre démontre une trop grande flèche, des fibres de carbone à haut module d'élasticité peuvent être combiné au verre. Les fibres de carbone augmenteront aussi la résistance à la fatigue, la rigidité en torsion sans oublier d'ajouter son effet conducteur.

Puisque les hybrides sont renforcés par plus d'un type de fibre, une ductilité artificielle est obtenue. En tension, la rupture débute à partir des fibres possédant la plus faible capacité d'élongation et se poursuit jusqu'aux fibres les plus élastiques. En résumé, la rupture finale du matériau se produit lorsque les fibres possédant la plus grande capacité d'étirement (module d'élasticité le plus faible) se rompent donnant ainsi une relation contrainte-déformation non-linéaire (SUGITA, 1993).

### 3.2.5 Sommaire

Etant donné la diversité des renforts et des différentes propriétés de ceux-ci, le choix d'une fibre plutôt qu'une autre est souvent délégué à l'ingénieur praticien. Il importe donc grandement pour ce dernier de bien s'informer des alternatives possibles de sorte à trouver le composite optimum au coût minimum. Une évaluation qualitative des propriétés des différentes fibres est présentée au tableau 3.6 (ACI 440, 1996).

### 3.3 Matrice

Les rôles de la matrice sont de maintenir les fibres en position, de transmettre et de distribuer les sollicitations mécaniques extérieures au renfort, de pourvoir un support latéral agissant contre le voilement des fibres sous compression et de protéger les fibres contre les abrasions mécaniques et les conditions environnementales. Rappelons que la matrice joue un rôle mineur quant au support de la charge.

Parmi les composites, on retrouve trois types majeurs de matrice: les polymériques, les métalliques et les céramiques (MALLICK, 1988). Les matrices des PRF sont toutes des polymères organiques. C'est à dire que, de provenance organique, elles sont produites par la réaction de molécules de faible masse moléculaire qui, au moyen de liaisons entre celles-ci, forme des composés de masse moléculaire élevée. Un polymère est donc une longue chaîne de molécules ayant une unité ou plus d'atomes se répétant et se liant entre eux par de fortes liaisons covalentes (MALLICK, 1988). Un matériau polymère (communément appelé plastique) est une collection d'un grand nombre de molécules polymères de structure chimique similaire.

A l'état solide, les molécules polymères sont soit distribuées au hasard (polymères amorphes) ou soit semi-ordonnées (polymères semi-cristallin). Cependant, à l'échelle microscopique, certains segments d'une molécule polymère peuvent être sous état d'excitation. Cette excitation augmente avec la température donnant lieu à des propriétés variant en fonction de la température. Près de la température de fusion du verre, le matériau polymère passe d'un solide dur et fragile à un solide molasse et très viscoélastique. Lorsqu'une charge extérieure y est alors appliquée, il démontre une déformation élastique instantanée suivit par une déformation visqueuse lente.

L'effet du taux de chargement sur les propriétés mécaniques d'un polymère est l'opposé de celui de la température. A un taux de chargement élevé ou à un chargement de courte durée, le polymère solide se comporte d'une manière rigide et fragile. A un taux de chargement faible ou à un chargement de longue durée, le même matériau se comporte de façon ductile et démontre une meilleure résistance (ACI 440, 1996).

Une matrice doit posséder une elongation à la rupture supérieure à la fibre de sorte à ne pas exposer inutilement les fibres et à être pleinement efficace. De même, elle doit posséder un coefficient d'élasticité semblable aux fibres et ne doit pas subir de retrait significatif lors de la polymérisation de façon à ne pas induire de contraintes résiduelles résultant à une micro-fissuration

et une génération de vides. Puisque la plupart des résines possèdent un coefficient d'élasticité supérieur aux fibres, l'addition de fillers relativement rigides et dimensionnellement stables peut s'avérer nécessaire (BAKIS, 1993). Dans certains cas, différents taux de refroidissement peuvent être utilisés pour réduire le retrait. Une matrice doit aussi pouvoir imprégner complètement et parfaitement les fibres. Si tel n'est pas le cas, la matrice ne pourra remplir complètement ses rôles. Les fibres deviendront exposées aux agents environnementaux et ne pourront plus transférer adéquatement la charge, provoquant ainsi une rupture prématurée des fibres.

Tout comme les renforts, plusieurs types de matrice sont disponibles. On divise les matrices polymères en deux grandes classes: les thermodurcissables (TD) et les thermoplastiques (TP).

Un choix approprié du type de matrice à utiliser est essentiel. Chaque type de polymères possède des caractéristiques particulières qui le rendent apte à servir à une fibre ou à une condition plutôt qu'à une autre. Ainsi l'adoption d'une matrice influencera les facteurs suivants:

- imprégnation de la fibre,
- cisaillement du composite,
- résistance à la fissuration,
- adhérence fibre/matrice,
- retrait durant la cure,
- traitement et/ou température et pression de polymérisation,
- libération de volatiles et toxicité,
- température d'utilisation,
- rigidité et résistance globale du composite,
- coefficient d'élasticité,
- entreposage,
- résistance aux produits chimiques, à l'humidité ou aux rayons UV,
- résistance au feu,
- conductivités thermique et électrique,
- coût.

### 3.3.1 Polymères thermodurcissables

Les polymères thermodurcissables, communément appelés résines, sont de loin les matrices les plus utilisées dans les applications de composites structuraux. Parmi celles-ci, on retrouve les polyesters, les vinylesters et les époxydes qui sont les formes les plus répandues. On rencontre aussi les polyimides, les friedel-craft, les phénols, les furannes et les silicones (HANCOX, 1981).

Les matériaux de base utilisés dans la polymérisation des polymères TD sont habituellement des chimiques liquides de faible masse moléculaire et de faible viscosité. Les fibres y sont plongées avant que la réaction de polymérisation ne commence. La faible viscosité de ces chimiques permet une bonne imprégnation des fibres sans qu'une augmentation de température ou de pression soit nécessaire. Le durcissement se fait par l'application d'un catalyseur et l'élévation de la température.

Durant la polymérisation, les molécules des polymères TD sont jointes chimiquement par des maillons croisés, formant un réseau tridimensionnel rigide. Une fois ces maillons formés, les polymères TD ne peuvent pas être fondus ou remoulés par l'application de chaleur et de pression (BAKIS, 1993). En d'autres mots, la réticulation est irréversible et la structure obtenue demeure infusible. Par contre, si le nombre de maillons est faible, il peut encore être possible de les ramollir à température élevée.

Parmi les avantages des polymères TD, notons leur stabilité thermique et leur résistance chimique. Ils démontrent aussi moins de fluage et de relaxation que les polymères TP. Cependant, ils ont une durée d'entreposage très limitée une fois mélangés aux agents de cure. Ils nécessitent aussi des moulages de longue durée. Et finalement, ils possèdent de faibles elongations à la rupture contribuant à une faible résistance aux impacts.

#### *Polyesters non-saturés*

L'Institut des Composites estime qu'environ 85% de la production des composites aux Etats-Unis est basée sur la résine polyester non-saturé. On retrouve fréquemment les résines polyesters comme matrice pour les fibres de verre. L'industrie de l'automobile, la marine, les produits électriques et chimiques utilisent communément ce type de résine.

Plusieurs types de polyesters sont disponibles sur le marché. On retrouve notamment les types ortho qui sont les moins coûteux mais aussi les moins performants. Leurs faibles propriétés

les rendent impropres aux utilisations structurales. Plus coûteux et plus performants, les types iso sont facilement applicables aux procédés de fabrication utilisant des fibres orientées tel que la pultrusion. Finalement, les types bisphenol offrent des propriétés supérieures aux types ortho et iso, alors que les types chlorendiques ont d'excellentes résistances chimiques en plus de pouvoir une résistance au feu (ACI 440, 1996).

Les résines polyesters peuvent être formulées en une variété de propriété allant du dur et fragile au mou et flexible. Le tableau 3.7 fait état de quelques propriétés des polyesters (MALLICK, 1988). Comparées aux autres résines thermodurcissables, les résines polyesters non-saturés ont les avantages et désavantages suivants (ACI 440, 1996; HANCOX, 1981):

#### AVANTAGES

- viscosité faible,
- polymérisation rapide,
- bonne stabilité dimensionnelle,
- bonne balance entre leurs résistances mécaniques et chimiques,
- coût faible,

#### DESAVANTAGES

- grand retrait volumétrique,
- sensibilité à certains solvants et chimiques (spécialement les produits alcalins et basiques),
- absorption d'humidité.

Bien que la première génération de recherches et de travaux du passé a été basés sur l'utilisation de la résine époxyde, il est cru que cette deuxième génération fera place à des polyesters spéciaux ayant une rétention d'élongation supérieure sous tension, une résistance accrue aux alcalis et un coût plus faible (ACI 440, 1996).

#### *Epoxydes*

Disponibles commercialement depuis la fin des années quarante, les résines époxydes sont grandement utilisées dans les avions, la défense et l'aérospatial. Ces résines, étant les matrices les plus versatiles, possèdent des attributs qui les rendent utiles dans des applications spécifiques. Elles



sont disponibles sous une grande étendue de viscosité et de capacité mécanique. De plus, elles fonctionnent avec un bon nombre d'agents de cure et de durcisseurs. La nature de l'époxyde lui permet d'être manipulée sous plusieurs états allant du partiellement-mûri au stade avancé de préimprégné (ACI 440, 1996). On utilise les résines époxydes avec les fibres de verre, de carbone, d'aramide sans oublier les hybrides. Le tableau 3.8 fait état de quelques propriétés des époxydes (MALLICK, 1988).

Comparées aux autres résines thermodurcissables, les résines époxydes ont les avantages et désavantages suivants (ACI 440, 1996; BAKIS, 1993):

#### AVANTAGES

- grande étendue de propriétés disponibles due à la diversité des matériaux utilisables,
- absence de matière volatile durant la polymérisation et le traitement,
- faible retrait pendant la cure,
- température de transition du verre élevée,
- excellente résistance en tension et au fluage,
- excellente résistance aux solvants et aux produits chimiques,
- excellente adhésion à une vaste étendue de fillers, de fibres et autres substrats.

#### DESAVANTAGES

- coût élevé (environ deux fois le prix du polyester),
- durcissement lent,
- traitement soigné pour maintenir une résistance à l'humidité,
- manipulation de la résine et de certains de ses durcisseurs dommageables à l'épiderme.

#### *Vinylesters*

Le vinylester est essentiellement transformé et polymérisé comme le polyester. Introduit à la fin des années soixante-dix, on le retrouve essentiellement dans les mêmes champs d'application que le polyester soient l'automobile, la marine, l'industrie chimique et les produits électriques. Selon plusieurs chercheurs, leurs caractéristiques font de celle-ci la résine à envisager pour les armatures en matériaux composites (ACI 440, 1996).

Le tableau 3.9 fait état de quelques propriétés des vinylesters (MALLICK, 1988). En résumé, les avantages et les désavantages des résines vinylesters peuvent être résumés comme suit:

#### AVANTAGES

- excellente résistance en tension,
- flexion et résistance à la fissuration supérieures aux polyesters,
- excellente résistance aux produits chimiques y compris les alcalis,
- résistance à la chaleur et résilience supérieures aux polyesters,
- facilité de manipulation durant le traitement,
- viscosité faible,
- bonne adhésion aux fibres de verre,
- polymérisation rapide,

#### DESAVANTAGES

- retrait volumétrique élevé,
- adhérence modérée au carbone et à l'aramide,
- coût plus élevé que le polyester.

#### 3.3.2 Polymères thermoplastiques

Contrairement aux polymères TD, les polymères TP sont très visqueux et donc difficile d'imprégnation. Parmi eux, on retrouve les nylons, certains polyesters tels que les PET et les PBT, les polycarbonates et les polyacetals, tous utilisés avec des fibres discontinues. Appliqués aux fibres continues, on retrouve les polyamides, les polyethers, les polypropylènes, les polyéthylènes, les polystyrènes, etc. (MALLICK, 1988; LABONTE, 1993).

Dans un polymère TP, les liaisons covalentes fortes sont entre les longues chaînes de molécules seulement. Les molécules individuelles sont de structure linéaire sans lien chimique entre elles (BAKIS, 1993). Elles sont tenues en place par de faibles liens intermoléculaires (forces de Van Der Waals et liens hydrogène). Avec une application de chaleur et de pression, ces liens intermoléculaires peuvent être temporairement brisés, et les molécules peuvent se déplacer les unes par rapport aux autres (liquéfaction). Les matrices thermoplastiques sont ainsi déjà polymérisées lorsqu'appliquées aux fibres (BAKIS, 1993). Lors du refroidissement, les molécules figent en une

nouvelle position (durcissement), reconstituant les liens intermoléculaires. Les polymères TP peuvent ainsi être remoulés indéfiniment (MALLICK, 1988; BAKIS, 1993). Cependant, une température d'élaboration élevée de ces polymères peut causer des défauts liés aux contraintes résiduelles (LABONTE, 1993).

Les polymères TP ont une haute résistance aux impacts et aux bris, leur conférant une excellente tolérance aux dommages. La linéarité de leurs molécules leur confère une ductilité supérieure mais augmente aussi leur susceptibilité aux solvants (BAKIS, 1993). Ils ont une elongation à la rupture supérieure aux polymères TD (entre 30 et 100% comparativement à moins de 5%) et donc une meilleure résistance à la microfissuration. De plus, les polymères TP possèdent les avantages suivants: grande ténacité, durée d'entreposage illimité à la température de la pièce favorisant son utilisation pour les préimprégnés, fabrication rapide, remoulage possible et facilité de réparation et de manipulation (ACI 440, 1996).

Cependant, les matériaux et les instruments nécessaires à l'élaboration des TP sont généralement plus dispendieux que ceux des TD. Les TP exigent aussi des températures de traitement plus élevées que les TD résultant en des contraintes résiduelles plus élevées sans compter que leur grande viscosité les rend difficilement imprégnables. Puisque l'utilisation des TP dans les PRF est relativement nouvelle, on prévoit que plusieurs des désavantages submentionnés seront éventuellement tempérés (BAKIS, 1993). Somme toute, leur difficulté d'imprégnation, leur faible résistance au fluage et leur faible stabilité thermique limitent présentement grandement leur intérêt dans les applications structurales.

### 3.3.3 Sommaire

Etant donné la diversité des matrices et des différentes propriétés de celles-ci, le choix d'une résine plutôt qu'une autre doit être fait avec une grande attention. Il importe donc grandement d'examiner les alternatives possibles de sorte à trouver le composite optimum au coût minimum. Une évaluation qualitative et quantitative des propriétés de différentes résines thermodurcissables est présentée au tableau 3.10 (HANCOX, 1981).

## 3.4 **Agents de polymérisation et inhibiteurs**

Parmi les agents de polymérisation, on retrouve les catalyseurs, les accélérateurs et les durcisseurs.

Les catalyseurs sont des produits qui modifient la vitesse d'une réaction chimique sans pour autant subir de changement permanent dans leur composition à la fin du processus (ex. peroxyde organique dans les résines polyesters). Ces substances accélèrent la cure et sont ajoutées en faible dose par rapport à la quantité de résine.

Les accélérateurs sont des matériaux qui, lorsque ajoutés à la résine, augmentent la vitesse de réaction entre le catalyseur et la résine. L'effet combiné de différents accélérateurs et catalyseurs sur le temps de formation du gel est explicité dans le "Handbook of Composites" (LUBIN, 1982).

Les durcisseurs sont des substances ou des mélanges ajoutés à la résine pour deux raisons distinctes: promouvoir ou contrôler la cure ou contrôler le degré de dureté de la résine polymérisée.

Les inhibiteurs sont des substances qui retardent les réactions chimiques. Autres que ceux normalement présents pour stabiliser la résine, ils peuvent être utilisés pour promouvoir la stabilité d'entreposage, pour prévenir la formation de gel durant le malaxage et parfois pour contrôler la vitesse de polymérisation. Les quinones stabilisent avec peu d'effet sur la vitesse de cure. De faibles quantités sont utilisées allant de 0.005 à 0.02% (LUBIN, 1982; SCHWARTZ, 1984).

### 3.5 Agents de couplage

Un agent de couplage est un produit réagissant avec le renfort et la matrice d'un composite dans le but de former ou de promouvoir une plus grande adhérence à l'interface de ces derniers (LUBIN, 1982). Les agents de couplage ont aussi une fonction secondaire protégeant la surface des fibres des conditions environnementales telles que l'humidité et les fluides réactifs (MALLICK, 1988).

Deux types communs d'agent de couplage sont les composés de chrome et les composés de silane. Les molécules complexes de ces agents peuvent s'orienter de sorte qu'un groupe d'ions peut réagir avec les ions à la surface des fibres alors que le groupe organique non-saturé réagira avec la résine lors de la polymérisation. Les molécules d'un agent de couplage se trouvent donc doublement liées.

En l'absence d'agent de couplage, le transfert de charge entre les fibres et la matrice se produit par un enclenchement mécanique provenant des contraintes résiduelles. Ces contraintes résiduelles sont causées par le retrait dû à la polymérisation de la matrice et par une contraction thermique due à la température de cure de la matrice (coefficient d'expansion thermique de la résine est environ dix fois supérieures à celui des fibres). A température élevée ou à charge élevée,

la différence d'expansion entre les fibres et la matrice peut retirer cet enclenchement mécanique. Le transfert de charge ne s'exerçant plus adéquatement, des micro-fissures peuvent se créer résultant en une réduction des propriétés mécaniques du composite. De plus, l'humidité ou d'autres fluides réactifs peuvent se diffuser à travers la résine pour s'accumuler à l'interface et détériorer les fibres (MALLICK, 1988; SCHWARTZ, 1984).

Le lien interfacial créé par les agents de couplage permet donc un meilleur transfert de la contrainte de cisaillement entre les fibres et la matrice. Par ailleurs, une meilleure résistance en tension du composite est obtenue. Cependant, l'effet de ces agents est réduit par l'humidité. L'agent de couplage idéal devrait fournir une couche flexible de faible module à l'interface, ce qui améliore la force adhésive du lien fibre/résine en plus de réduire les vides dans le matériel (SCHWARTZ, 1984).

### 3.6 Fillers et autres ajouts

Les fillers sont des matériaux relativement inertes. Leurs premières utilisations furent dans le but de réduire le volume de la matrice polymère et ainsi d'en diminuer le coût sans pour autant en altérer, de façon significative, les attributs. Des fillers de faible coût tels que des microsphère de verre, des écailles de noix, de la cendre volante et de la cellulose de bois remplissaient bien ces fonctions. Cependant, les fillers fonctionnels contemporains vont au-delà du rôle de remplissage. Ils sont ajoutés à la matrice polymère pour une ou plusieurs des raisons suivantes (LUBIN, 1982; MALLICK, 1988; BAKIS, 1993):

- réduire le coût,
- modifier les propriétés mécaniques,
- diminuer la concentration des matériaux réactifs,
- réduire la fissuration,
- améliorer le transfert de charge,
- réduire le retrait,
- contrôler la viscosité,
- permettre des températures de polymérisation plus élevées,
- réduire le pic exothermique de température,
- retarder l'effet des flammes,
- supprimer le dégagement de fumées toxiques,

- améliorer les propriétés électriques,
- servir de base pour les effets colorants,
- améliorer la résistance à différents milieux agressifs,
- améliorer la texture de surface,
- réduire le poids.

Les fillers les plus communs se présentent en quatre groupes chimiques: les silices et silicates, les carbonates, les sulfates et les oxydes. Le premier groupe inclut l'asbestos, le talc, l'argile, le sable, la terre diatomée et la cendre volcanique. Le deuxième groupe comprend une variété de carbonate de calcium. La troisième division inclut les sulfates de baryum et les sulfates de calcium. Finalement, le quatrième groupe est constitué des alumines hydratées. Cependant, pratiquement tous les matériaux pouvant être réduits en des particules allant de 0.5 à 50 microns peuvent être utilisés (LUBIN, 1982).

La quantité de filler utilisée peut varier entre 10 et 70% du poids, dépendamment du filler, de la viscosité et du type de résine et de l'utilisation prévue. En général, la quantité de filler employée se situe entre 20 et 30% du pourcentage poids de la résine. Les propriétés recherchées pour les fillers sont les suivantes (LUBIN, 1982):

- faible densité,
- faible absorption d'huile,
- non-poreux,
- non-abrasif,
- faible coût,
- dispersion sans agglomération,
- chimiquement pure,
- pâle de couleur,
- dimensions variant de 1 à 15 microns,
- diamètre moyen de 5 microns.

Quoique mineur en terme de composition de la matrice, il existe aussi, sous l'entête des fillers, des additifs servant à des applications particulières.

### 3.6.1 Colorants

Les teintures et les pigments peuvent être promptement ajoutés à la résine. Puisque la plupart des colorants sont utilisés qu'en faible quantité, ils n'affectent que faiblement les propriétés de la résine polymérisée (LUBIN, 1982). Certains chercheurs notèrent toutefois une diminution considérable de la résistance de la résine selon le type de pigmentation choisi (BENMOKRANE et coll., 1994a).

Souvent, les colorants inhibent ou augmentent la vitesse de polymérisation. De plus, certaines teintures de même que certains pigments ont tendance à détériorer les propriétés environnementales des résines.

### 3.6.2 Retardateurs de flammes

Ces fillers attribuent aux résines des propriétés recherchées quant à la vitesse de combustion. Ces substances peuvent être combinées à la résine physiquement ou encore chimiquement à l'aide d'un modificateur réactif. La plupart des phosphates, esters, et hydrocarbures halogénés de même que les trioxydes "antimony" sont combinés avec la résine physiquement alors que l'acide chlorendique et ses dérivés sont combinés chimiquement. Les phosphates interviennent en développant un film carbonisé séparant le polymère non-atteint de la flamme et de la source de chaleur. Quant aux hydrates, ils provoquent une réaction endothermique et dégagent de l'eau en présence de chaleur, refroidissant et ralentissant la réaction de combustion (BAKIS, 1993).

Il est à noter que l'addition des retardateurs de flammes peut affecter la couleur, la résistance en tension, les propriétés électriques et le moulage des résines (LUBIN, 1982).

### 3.6.3 Absorbeurs d'ultraviolet

Ces derniers sont ajoutés au mélange de résines sujets à être exposés aux rayons ultraviolets du soleil ou de la lumière fluorescente. Ils fonctionnent en piégeant différents radicaux, inhibant ou retardant ainsi le procédé de photodégradation (BAKIS, 1993).

Ces substances doivent avoir une bonne couleur initiale et être compatible avec les catalyseurs et les accélérateurs utilisés. Ils ont normalement un effet mineur sur la réaction de polymérisation (LUBIN, 1982).

#### 3.6.4 Solidificateurs

La résistance à la fissuration et à l'impact des résines friables peut être améliorée en leur ajoutant une petite quantité de caoutchouc synthétique (ACI 440, 1996). Cependant, cette amélioration est souvent accompagnée d'une réduction de la résistance en flexion et de la rigidité.

Une des faiblesses majeures des composites de PRF est leur fragilité. Ces additifs, quoique améliorant quelque peu la fragilité, sont souvent inutiles (LUBIN, 1982).

#### 3.6.5 Agents de démoulage

Ces composés sont utilisés dans toutes les opérations de démoulage. L'agent le plus commun est le stearate de zinc. Des stearates de calcium et d'aluminium ainsi que de l'acide stearique sont aussi utilisés (LUBIN, 1982).

#### 3.6.6 Épaississeurs

Les épaississeurs sont des ajouts qui augmentent la viscosité de la résine sans qu'il y ait eu polymérisation. Parmi les épaississeurs, on retrouve les oxydes et hydroxydes de magnésium et calcium ( $MgO$ ,  $Mg(OH)_2$ ,  $CaO$ ,  $Ca(OH)_2$ ).

Les épaississeurs ont une fonction double. Premièrement, ils s'assurent que le composé formé peut être manipulé convenablement à l'état sec tout en demeurant non-collant ainsi que facilement découpable et formable. Deuxièmement, ils donnent à la matrice une viscosité suffisante pour conserver une homogénéité du mélange. L'épaississeur idéal est celui qui ne débute pas la réaction d'épaississement avant que la résine n'ait complètement imprégnée les ingrédients. Après quoi, il épaissit rapidement à la viscosité voulue et y demeure jusqu'au moulage (LUBIN, 1982).

#### 3.6.7 Lisseurs de surface

Les lisseurs de surface sont souvent des polymères thermoplastiques qui, lorsqu'ajoutés à un polymère thermodurcissable, donnent une surface lisse et une stabilité dimensionnelle à la partie moulée. Cette partie peut ensuite être peinte avec ou sans traitement de surface abrasif.

Certains de ces ajouts donnent d'excellentes couleurs, éliminent pratiquement le voilement ou permettent un moulage de grande précision même à une grande échelle de production. D'autres encore ont des propriétés semblables aux solidificateurs: un faible module d'élasticité et une grande



habilité à se déformer sans toutefois se briser. Cependant, les lisseurs diminuent habituellement toutes les propriétés mécaniques des résines sauf la résistance à l'impact qui est dans la plupart des cas augmentée. De plus, certains lisseurs de surface augmentent le taux d'épaississement.

#### 3.6.8 Sommaire

Une résine peu visqueuse permet d'utiliser une plus grande quantité de filler. Les fillers peuvent être disposés à la main, mais ils sont préférablement pulvérisés permettant ainsi une plus grande uniformité et minimisant les problèmes de manutention.

#### 4. FABRICATION DES BARRES D'ARMATURES EN PRF

##### 4.1 Notions préliminaires

Il ne suffit pas de connaître les composantes de base des PRF et leurs procédés de fabrication pour en maîtriser la science. Leur assemblage peut varier grandement selon l'utilisation choisie. On distingue cependant trois stades communs à la formation des composites: (1) la formation des matériaux constitutifs soient la résine et les fibres; (2) l'évolution intermédiaire de ces matériaux en la forme voulue; puis (3) la transformation finale par un traitement ou une cure des matériaux constitutifs en la géométrie désirée (EHSANI, 1993).

Chez les composites, l'élaboration du matériau se fait en même temps que la pièce. Il est donc difficile de séparer les propriétés de la pièce et du matériau. On distingue deux procédés de mise en oeuvre; soit direct ou à partir de demi-produits. La classification de ces derniers peut se faire comme suit (LABONTE, 1993):

##### Mise en oeuvre directe

- moulage sans pression
  - moulage au contact
  - moulage par projection simultanée
  - moulage sous vide
- moulage par compression
  - moulage par injection de résine
  - moulage par compression (à chaud/à froid)
  - moulage par injection
- moulage en continu
- moulage par pultrusion
- moulage par centrifugation
- moulage par enroulement filamentaire
  - enroulement circonférentiel
  - enroulement hélicoïdal
  - enroulement polaire

### Mise en oeuvre à partir de demi-produits

- préimprégnés
  - moulage par compression à chaud
  - moulage en autoclave
- composés de moulage
  - moulage par compression
  - estampage

Pour fabriquer la plupart des barres d'armatures en PRF, on procède par une mise en oeuvre directe à l'aide d'un moulage par pultrusion. Lorsque des sections courbes telles que des étriers ou des crochets sont nécessaires, on procède par pulformation, par moulage par compression, par enroulement filamentaire suivie d'une coupe ou encore par pliage par application d'air chaud lorsqu'une résine thermoplastique est utilisée (OKAZAKI, 1993). Différentes techniques sont employées pour mesurer le degré de polymérisation afin de s'assurer de la qualité du produit. Finalement, les barres d'armature et les câbles produits existent sous de multiples formes et dimensions.

## **4.2 Pultrusion**

Due à la rapidité du processus, à un bon contrôle de la qualité et à un coût d'équipement relativement faible, le moulage par pultrusion est communément employé pour la fabrication des composites de PRF utilisés dans l'industrie de la construction. Breveté en 1949, la pultrusion utilise un moulage continu. Elle est particulièrement appropriée pour la fabrication de structures composites longues ayant une section constante telles que les barres d'armatures, les câbles, les poutres en I, en L et en C, les tubes, les plaques, etc. (EHSANI, 1993).

### **4.2.1 Procédé**

Le procédé débute avec plusieurs bobines de stratifils ou rovings tel que montré à la figure 4.1 (N.B. des nattes, des tissus ou des tresses peuvent aussi être utilisés dépendamment du profilé fabriqué). Ces fils contiennent préalablement à leur surface un agent de couplage, nécessaire pour une bonne adhérence fibre/matrice. S'il y a présence d'humidité à la surface des fibres, les fils seront asséchés à la chaleur avant d'être introduits dans le procédé. A ce stade, il est possible de

combiner plusieurs types de fibres (hybrides) selon les caractéristiques désirées du produit fini.

Les fibres sont en premier lieu dirigées dans une série de guide où on leur donnent l'orientation désirée. Ensuite, ces torons sont immergés dans un bassin de résine thermodurcissable pour imprégnation. Lorsque les sections sont de grandes dimensions, on peut avoir recours à un pompage de résine sous pression pour améliorer l'imprégnation (HANCOX, 1981). A la résine, des accélérateurs, des catalyseurs, des agents de polymérisation ainsi que des fillers ou autres additifs peuvent être ajoutés. Les préalables pour une matrice optimale sont (1) une faible viscosité initiale pour faciliter l'imprégnation, (2) une vie en pot de plusieurs heures à la température de la pièce et (3) une polymérisation rapide une fois introduit dans la filière de sorte à ne pas ralentir le processus de fabrication (HANCOX, 1981; BAKIS, 1993).

A la sortie du bassin, les fibres imprégnées de résine passent premièrement dans une filière de préformation et ensuite dans une filière chauffée (HANCOX, 1981). A la filière de préformation, l'air piégé est retiré, l'excès de résine est extrait et retourné au bassin puis une structure est donnée au profilé. On obtient ainsi le diamètre ou l'épaisseur de section désirée. La configuration finale et la compaction prennent place dans la filière chauffée (MALLICK, 1988). A l'entrée de cette filière, une circulation d'eau froide est maintenue de sorte à prévenir la formation prématurée d'un gel résineux. Si une résine thermodurcissable est utilisée, le processus de polymérisation sera initié par la chaleur de la filière et du four (EHSANI, 1993). Deux méthodes sont généralement utilisées pour chauffer la filière: à l'électricité, en agrafant la filière entre des plaques chauffantes permettant de contrôler la température de la filière en différentes zones, ou à l'huile, en circulant de l'huile chaude dans une filière creuse (ACI 440, 1996; HANCOX, 1981). Dans certains cas, un cabinet de préchauffage utilisant des fréquences radio est employé pour faciliter la polymérisation des sections épaisses (ACI 440, 1996; HANCOX, 1981). Pour obtenir un profilé uniforme et une bonne finition de surface, il est désirable que la polymérisation se termine dans les derniers centimètres de la filière, cette dernière étant généralement de 0.9 à 1.3 m de longueur (HANCOX, 1981; ACI 440, 1996). Les températures d'élaboration se situent normalement entre 110 et 180°C dépendamment de la résine utilisée. C'est grâce aux filières qu'une uniformité dimensionnelle du produit fini est obtenue et que le volume de résine est maintenu au niveau désiré (EHSANI, 1993).

Puisque la pultrusion est un processus continu, le mécanisme d'entraînement du profilé doit être suffisamment puissant pour vaincre les forces frictionnelles se développant à l'interface du

profilé polymérisé et du bloc de la filière. Pour se faire, deux techniques sont communément utilisées (HANCOX, 1981). Une première technique consiste en des presses en rouleaux qui, enveloppées d'un caoutchouc résistant à l'usure, agissent en paire en pressant le profilé, habituellement des tiges, et en le dirigeant à travers la filière. Une deuxième technique utilise des systèmes hydrauliques à pinces qui, comprenant des coussins de contact, fonctionnent en convoyeur en agrippant le profilé et le tirant à travers la filière.

A la fin de la ligne de production, le matériau formé est refroidi à l'air ou à l'eau. Il peut ensuite être coupé, au moyen d'une scie à diamant, à la longueur désirée. Le niveau de production se situe normalement à environ 0.9 m par minute (ACI 440, 1996), mais peut parfois atteindre plusieurs centaines de mètres par heure et cela sous le contrôle d'un seul opérateur (HANCOX, 1981). Il est toutefois à noter que la polymérisation complète des sections complexes et épaisses prend plus de temps que les sections minces.

#### 4.2.2 Facteurs de fabrication influençant la performance

Il ne fait l'objet d'aucun doute que le type et le pourcentage de fibres, de résine et d'ajouts utilisés dans le processus de pultrusion influenceront directement la performance des barres d'armature. Cependant d'autres facteurs, reliés directement au processus de fabrication, influencent aussi la performance des PRF.

##### *Orientation des fibres*

En général, on utilise, pour la fabrication de barres d'armature en PRF, que des fibres unidirectionnelles. Orientées parallèlement à l'axe de la barre, les fibres possèdent une résistance à la traction et un module d'élasticité maximum. Cependant, certains manufacturiers ont trouvé bon d'augmenter la résistance transversale des tiges au détriment de leur résistance longitudinale en ajoutant des fibres inclinées par rapport à l'axe de la tige. Un exemple de ceci sont les barres d'armatures tressées (braided) où la rugosité de surface obtenue sert à augmenter l'adhérence. La quantité de fils continus par rapport aux fils inclinés (nattes, tissus, tresses etc.) détermine les propriétés mécaniques du profilé (MALLICK, 1988).

##### *Imprégnation des fibres par la résine*

Pour une viscosité donnée de la résine, le degré d'imprégnation est amélioré (1) si le temps

de résidence dans le bassin est prolongé par un rythme de production plus lent, (2) si la température de la résine dans le bassin est augmentée et (3) si des actions mécaniques sont appliquées aux fibres dans le bassin (MALLICK, 1988). Dans le procédé de pultrusion, la viscosité de la résine utilisée varie entre 400 et 5000 centi-poise. Une viscosité supérieure à 5000 cP peut résulter en une mauvaise imprégnation des fibres, un taux de production plus lent et un bris fréquent des fibres lorsque l'excès de résine y est retiré. De l'autre côté, une viscosité très faible de la résine peut causer un écoulement excessif de résine à la sortie du bassin de sorte qu'à une viscosité inférieure à 200 cP, le bassin doit être refroidi.

#### *Température de la filière*

Si la température à l'entrée de la filière n'est pas augmentée graduellement, une enveloppe de résine polymérisée peut se former rapidement sur les parois de la filière. La perte de cette enveloppe résulte en une mauvaise qualité de surface du produit pultrudé. Ce problème peut être allégé par une préchauffe du flot fibre-résine à l'extérieur de la filière, réduisant ainsi le gradient de température à l'entrée de la filière.

Au fur et à mesure que la réaction de polymérisation progresse, la chaleur dégagée par la réaction exothermique augmente la température du système fibre-résine jusqu'à l'obtention d'un sommet. Alors que la polymérisation tire à sa fin, le dégagement de chaleur diminue. Le taux de transfert de chaleur, du matériau polymérisé aux parois de la filière, augmente dû à une température de filière moins élevée près de la sortie. Cette action permet un refroidissement rapide de la section. Si aucune chute de température n'est créée avant la sortie de la filière, des fissures interlaminaires peuvent se former à l'intérieur du profilé (MALLICK, 1988).

#### *Pression interne*

Contrairement à bien d'autres procédés de fabrication, aucune pression externe n'est appliquée lors du moulage par pultrusion. Cependant, une expansion volumétrique de la résine chauffée à l'entrée de la filière crée une forte pression interne, qui est ensuite progressivement réduite par le retrait de la réaction de polymérisation. En contrôlant la chimie de la résine et la fraction volumétrique des fibres, une pression interne supérieure peut être obtenue de sorte à améliorer la consolidation fibre-résine de la section pultrudée (MALLICK, 1988).

### *Force de traction et guide*

Le contrôle de l'effort de traction exercé sur le pultrudé de même que le design du guide sont extrêmement important puisqu'ils influencent l'alignement et l'imprégnation des fibres. Certains défauts rencontrés chez les pultrudés tels que les regroupements, les sauts, les rides et les plis de fibres sont reliés à ces facteurs.

Le design du guide est laissé entièrement au manufacturier bien qu'il peut avoir recours à des spécialistes. Quant à l'effort de traction, il augmente avec la fraction volumétrique des fibres, la viscosité de la résine, la vitesse de production et le rapport d'ouverture d'entrée et de sortie de la filière (MALLICK, 1988).

### *Vitesse de production*

Les grandes vitesses de lignes de production déplacent souvent le pic exothermique de température vers la sortie de la filière et augmente la force de traction exercée. Bien que le taux de production soit augmenté par de grandes vitesses de ligne, la qualité du produit peut se détériorer due à une mauvaise qualité d'imprégnation des fibres, une polymérisation non complète et une migration des stratifils à l'intérieure de la section. Si un plus grand volume de production est désiré, il est préférable d'augmenter le nombre de filière plutôt que d'augmenter la vitesse de ligne (MALLICK, 1988).

### *Finition de surface*

Plusieurs finis de surface ont été produits par différents manufacturiers dans le but d'augmenter l'adhérence des barres d'armature ou des câbles de précontrainte avec le béton. Ces modifications peuvent être apportées avant la polymérisation de la résine ou encore par une deuxième imprégnation à la sortie de la filière. Chaque fabricant possède sa propre recette qui est, dans la plupart des cas, brevetée. Néanmoins, il est possible de différencier plusieurs types de finition des barres d'armature (DOLAN, 1994; SONOBE, 1993):

- lisse (smooth, plain),
- crénelée (ribbed)
- tressée (braided),
- déformée (deformed),

- rugueuse (roughened),
- enroulée hélicoïdalement (spirally wound),
- encaissée (encased),
- tordue (twist),
- assemblage multiple (multiple assemblies).

Une variation de ces finitions peut inclure un jet de sable imprégné dans la matrice finale. Dans la plupart des cas, les barres d'armature ont une forme plus ou moins circulaire, mais des barres rectangulaires peuvent aussi être produites.

### 4.3 Produits fabriqués et ouvrages réalisés

#### 4.3.1 Généralités

Les barres d'armatures et les câbles en PRF sont fabriqués sous une vaste étendue de diamètres. Aucune norme n'existe quant aux dimensions des armatures en PRF. Cependant, la plupart des manufacturiers produisent ces barres dans des diamètres correspondant à ceux de l'acier, permettant ainsi d'utiliser les propriétés des sections transversales des tables de l'armature d'acier (EHSANI, 1993).

La recherche et le développement sur l'utilisation des renforcements en PRF a suivi certaines tangentes selon la région géographique. Ainsi, en Amérique du Nord, la recherche d'une solution à la corrosion de l'acier d'armature a uni les manufacturiers et les universitaires à développer une compétence dans les armatures et les grillages en PRF. Au Japon, l'intérêt pour des méthodes et des matériaux de construction favorisant la préfabrication, l'automatisation et une construction plus efficace a entraîné une alliance entre les contracteurs et les manufacturiers qui leurs confèrent une excellence en matière de câbles de prétension et renforcements multi-directionnels en PRF. Puis finalement, en Europe, une combinaison des éléments mentionnés ci-haut ainsi qu'un intérêt prononcé dans la réhabilitation des structures historiques ont réuni contracteurs, manufacturiers et universitaires dans le développement d'une expertise en câble de post-contrainte et en feuilles de laminés collées (NANNI, 1993b).

Bien que ce ne soit pas nécessairement leur spécialité, chaque grande région produit des barres d'armatures et des câbles de précontrainte. Les particularités de plusieurs de ces produits sont détaillées dans les sections suivantes.



#### 4.3.2 Amérique du Nord

Présentement, douze compagnies se partagent le marché des PRF en Amérique du Nord soit Autocon Composites, Corrosion Proof Products, Creative Pultrusions, Imco Reinforced Plastics, International Grating, Marshall Industries Composites, Marshall-Vega Corporation, NEPTCO, Polygon, Polystructures, Pultrall et United Ropeworks. La plupart de ces fabricants offrent une tige pultrudée faite de verre E (d'autres types de fibres sont aussi disponibles) combinée à une résine polyester isophtalique ou une résine vinylester (ACI 440, 1996).

La compagnie Creative Pultrusion fabrique des barres d'armature verre E/vinylester de diamètre variant de 9 à 25 mm. Si désiré, ces barres peuvent être recouvertes de sable pour en améliorer l'adhérence avec le béton. Bon nombre d'articles sur la performance de ces barres ont été publiés par Wu, Faza et GangaRao.

Les barres Kodiak sont produites par International Grating. Ces tiges à base de fibre de verre ont une configuration dite déformée par l'enroulement puisque ce dernier ne se trouve non pas à la surface mais bien incrusté dans la barre. Cette géométrie confère à la barre une adhérence accrue mais diminue proportionnellement sa résistance à la traction. Ces tiges ont servi à la construction du premier tablier de pont en béton armé aux Etats-Unis à utiliser des barres d'armature en PRF. Plus d'informations concernant ces tiges peuvent être retrouvées dans les publications de Faza, GangaRao, Benmokrane, Masmoudi et Tighiouart.

Marshall Industries Composite Inc. fabrique les tiges C-BAR. Ces dernières sont disponibles en quatre différents types de fibre notamment le verre E, le carbone, l'aramide et un hybride de carbone-verre E. Deux différents grades, basés sur la nature des déformations et sur les caractéristiques de surface, sont aussi disponibles. L'originalité de ces barres réside en sa finition moulée qui confère à la barre une configuration semblable à celle de l'acier. Ces barres ont servi, de pair avec les barres Kodiak, à la construction d'un tablier de pont en béton armé en Virginie de l'Ouest. Plus d'informations concernant la performance de ces barres peuvent être retrouvées dans les publications de Benmokrane, Masmoudi et Thériault.

La firme Vega Technologies fabrique deux types de tiges soit à base de fibre d'aramide ou à base de fibre de verre E reliée par une résine vinylester. Une déformation de surface est obtenue par l'enroulement hélicoïdal d'un toron à 45°, avant la polymérisation de la résine. Cependant, des difficultés financières ont entraîné la faillite de cette entreprise qui fut racheté par Marshall d'où l'union Marshall-Vega. Les résultats concernant les propriétés de ces barres sont rapportés par

Pleimann.

NEPTCO fabrique des câbles de pré et post-tension à l'aide de tiges GRAPHLITE™ (4 mm de diamètre). Ces tiges sont constituées de fibres de carbone T300 reliées par une résine époxyde. Leur procédure de fabrication assure une fibre avec un alignement, dit exceptionnel, qui conduit à une résistance en tension supérieure. Ce système a été développé par Iyer.

Polygon Company produit des tiges pultrudées de deux types soit carbone/époxyde et verre S/vinylester. Les tiges, de trois millimètres de diamètre, sont entrelacées en groupe de sept pour former un toron de 9.5 mm de diamètre. Des prototypes comprenant des pieux en Floride et un tablier de pont dans le sud du Dakota ont été effectués. Les résultats concernant les propriétés de ces tiges sont rapportés par Iyer et Anignol.

La barre PSI Fiberbar produite par Polystructures Inc. est faite à base de fibre de verre E (70%) et d'une résine vinylester (30%). La barre est recouverte d'un voile pour protéger les fibres et est enveloppée d'une mèche de verre E inclinée à 45° pour améliorer l'adhérence armature/béton. La tige est produite dans des diamètres variant de 6.3 à 28.6 mm.

Au Canada, la compagnie Pultrall produit, sous le nom d'Isorod, des barres d'armature en fibres de verre E encaissées dans une résine polyester. Un enroulement hélicoïdal et un jet de sable sont appliqués aux armatures pour en améliorer l'adhérence. Ces barres sont fabriquées sous une variété de diamètre allant de 10 à 25 mm. Une barrière d'autoroute à Montréal et la réparation d'un stationnement à Hull sont des exemples de réalisations de ces tiges. Les détails, concernant la performance de ces armatures, sont rapportés par Benmokrane, Chaallal, Masmoudi, Tighiouart et Thériault.

#### 4.3.3 Japon

Pratiquement tous les gros contracteurs du Japon sont impliqués, avec ou sans partenaires manufacturiers, dans le développement des renforcements de PRF. Les japonais possèdent la plus vaste gamme de produits en PRF.

Les barres et câbles de pré et post-tension CFCC (Carbon Fiber Composite Cables) sont produits par Tokyo Rope et Toho Rayon Co. Ils sont constitués de 7, 19 ou 37 torons de carbone PAN entrelacés. Le diamètre nominal des câbles varie entre 5 et 40 mm. En 1988, ces câbles ont été utilisés dans la construction du premier pont japonais en béton précontraint utilisant des tendons en PRF. Depuis, plusieurs ponts ont été construits avec ce type de tige notamment au

Japon, en Chine et au Canada. Les propriétés de ces câbles sont rapportées par Mutsuyoshi, Machida, Yamashita et Inukai.

La compagnie Mitsui Construction a développé une tige tressée aramide (Kevlar 49)/époxyde de 8, 12 et 16 mm de diamètre. Contenant 60% de fibres, l'armature et le câble FIBRA perd 20% de la résistance et du module d'élasticité des fibres d'aramide dû à sa configuration tressée. Cependant, cette configuration ainsi qu'un jet de sable ajouté avant la polymérisation de la résine augmentent l'adhérence de la tige avec le béton. Des applications comprenant un pont pédestre, des poutres d'édifice partiellement précontraintes et une dalle post-tensionnée ont été réalisées. Des informations concernant cette tige peuvent être trouvées dans les publications de Tamura, Tanigaki et Mikami.

Le manufacturier Teijin et la compagnie de construction Sumitomo ont combiné leurs efforts dans la fabrication des tendons et des câbles Technora™ à base d'aramide revêtue d'une résine vinylester. Avant la polymérisation de la résine, un enroulement hélicoïdal est appliqué pour améliorer l'adhérence. Deux diamètres sont disponibles soient 6 et 8 mm; cependant, 3 à 19 tiges peuvent être regroupées en un câble. Au printemps 1991, un pont utilisant la prétension et un pont utilisant la post-tension ont été construits moyennant ces tiges. Ces tiges ont de même servi en raison de leur non-conductivité et de leur non-magnétisme dans des poutrelles en béton précontraint pour prévenir la perte du courant induit sur les rails de chemin de fer et dans des murs rideaux pour prévenir l'interférence radio. Les résultats concernant les propriétés et les utilisations de ces barres sont rapportées par Kakiyama, Noritake, Mizutani et Kumagai.

La compagnie Mitsubishi Kasei produit les éléments de tension Leadline. Faits d'un renfort de carbone imprégné d'une résine époxyde, ces barres sont produites en des diamètres allant de 1 à 17 mm. Différentes déformations de surface sont disponibles soient lisses, dentées et crénelées. Un pont à Calgary a utilisé ces tiges combinées aux câbles CFCC.

Les grillages en 2D NEFMAC™ sont réalisés par l'un des plus grands contracteurs généraux japonais, Shimizu Corporation. Le produit, plat ou courbé, est formé à partir d'un procédé semblable à l'enroulement filamentaire. Le renforcement est disponible sous plusieurs combinaisons de fibres (verre, carbone et hybride) et de section (5 à 400 mm<sup>2</sup>). Les ouvrages réalisés à partir de ce matériau sont très nombreux notons entre autres des revêtements de tunnels, des tabliers de ponts, des réservoirs de gaz corrosifs et des structures côtières. Les murs d'une base en Antarctique ont de même été construits avec ce grillage qui a été choisi dû à sa légèreté et sa

rapidité de montage. Plus d'informations concernant les grillages NEFMAC sont données dans les articles de Sugita, Sekijima et Hiraga.

Un arrangement en trois dimensions provenant de fibres entrelacées et imprégnées d'une résine époxyde a été réalisé par Kajima Corporation. La production de ce treillis est automatisée et permet la création de différentes formes complexes. Ce renforcement a été instauré pour la construction de plusieurs éléments d'édifice notamment les parapets, les partitions, les murs rideaux, les lamelles et certains travaux permanents. Au Japon, des panneaux de partition pour un entrepôt de chlore, des parapets pour un collège dentaire et un mur rideau pour un édifice côtier ont déjà été réalisés avec ce type de renforcement. Akihama, Nakagawa et Suenaga élaborent sur ses éléments 3D.

#### 4.3.4 Europe

L'Europe possède à son inventaire les premières structures utilisant les PRF. L'Allemagne, la France et l'Angleterre dominent le marché européen des PRF.

Les barres d'Arapree, préférablement utilisé comme tendon d'ancrage et système de prétension, font partie d'une union entre le manufacturier allemand AKZO et le contracteur hollandais Hollandsche Beton Groep. Récemment, les droits manufacturier ont été transférés à Sireg S.p.A, une industrie italienne. L'alignement parallèle des fibres d'aramides de type Twaron HM et IM est imprégné par une résine époxyde dans un rapport 50%-50%. Les tiges peuvent être de forme rectangulaire ou circulaire. Certains travaux ont été effectués aux Pays-Bas à l'aide de ces tiges notamment des barrières sonores d'autoroutes et une passe à poisson. Des détails concernant les propriétés et les applications de ces câbles peuvent être retrouvés dans les publications de Gerritse et Schurhoff.

Fabriqués en Angleterre par ICI Linear Composites Ltd., les câbles Parafil type G sont constitués d'un noyau de fibres d'aramide (Kevlar 49) parallèles et continues, contenues dans une gaine thermoplastique. La gaine confère une forme circulaire à l'ensemble et protège le noyau sans toutefois ajouter à ses propriétés structurales. Des trois types, A (Polyester), F (Kevlar 29) et G (Kevlar 49), seuls les câbles Parafil de type G sont d'intérêts structuraux et ne sont utilisés que dans les applications ne nécessitant aucune adhérence telle que la post-tension externe. Des applications structurales telles que des câbles d'ancrage pour tentes, des câbles pour un pont déployable, des câbles pour un pont suspendu ainsi que des câbles pour la précontrainte transversale d'un pont en

bois recyclé ont été réalisés. Plus d'informations sur le sujet peuvent être retrouvées dans les ouvrages de Burgoyne et Chambers.

A la fin des années soixante-dix, l'union des deux compagnies allemande, Strabag Bau-AG et Bayer AG, donna naissance aux barres et câbles Polystal. Produites dans des diamètres allant de 7.5 à 25 mm, les tiges Polystal sont à base de fibres de verre E imprégnées d'une résine polyester. Une gaine en polyamide de 0.5 mm d'épaisseur est appliquée au stade final de production dans le but de prévenir les attaques alcalines et de pourvoir une protection mécanique. Ces tiges ont fait l'objet de nombreuses applications notamment des ponts en Allemagne et en Autriche et une réparation de station de métro en France. Les propriétés et les utilisations de ces câbles sont rapportées par Wolff, Miessler et Konig.

Fabriquées par Bridon, les tiges anglaises Bridon SM et BRI-TEN peuvent être composées de renforts de verre E (Bridon SM), de carbone HS ou d'aramide Kevlar selon l'utilisation prévue. Avec un rapport fibre/résine d'approximativement 2 pour 1, des tiges lisses, de diamètre variant entre 1.7 et 12 mm, sont produites. Les propriétés de ces câbles sont élaborées par Walton et Yeung. Il est à noter que le développement commercial de ces tiges a prit fin.

JONC J.T. ou Jitec est un câble de PRF produit par la société française Cousin Frère S.A. Le câble consiste en des fibres parallèles imprégnées d'une résine et encaissées dans une gaine tressée. La tige peut être constituée d'un système verre/polyester ou d'un système carbone/époxyde. Plus de détails concernant ces câbles sont rapportés par Buyle-Bodin et Convain.

De Bay Mills (France), la tige SPIFLEX peut être fabriquée à partir de fibres d'aramide, de carbone ou de verre E. Le polymère thermoplastique utilisé comme matrice, ainsi que la forme de section produite dépendent de l'utilisation prévue. Chabrier rapporte les propriétés de ces tiges.

Les barres Carbon-Stress sont fabriquées aux Pays-Bas par Nederslandse Draad Industrie. Elles sont faites d'un renfort de carbone imprégné d'une résine époxyde. Des barres plates et rondes sont disponibles. Les barres plates sont ridées de formes hachurées de sorte à créer une meilleure surface d'adhérence. Les barres rondes sont revêtues de sable.

#### 4.3.5 Etats actuels

Due au manque de normes, la qualité de même que les dimensions des armatures en PRF varient grandement d'un manufacturier à l'autre. De faibles variations dans le diamètre, des sections plus ou moins circulaires et un pas d'enroulement plus ou moins constant sont des facteurs qui

peuvent apparaître chez un même diamètre de barres d'armature fabriquées dans une même usine (EHSANI, 1993). Il devient donc impérieux d'établir des standards dans la production d'armature en PRF (CLARKE, 1996a; UOMOTO et coll., 1997). Pour remédier à ces situations, Dolan a suggéré certaines considérations devant être prises (DOLAN, 1994), dans le but d'établir une éventuelle norme pour les renforcements en PRF, notamment:

- la définition d'une aire brute actuelle ou nominale (le procédé de mesure doit aussi être défini),
- le type et le pourcentage de fibres utilisées,
- le type de matrice utilisée avec une sous-classification comprenant la température de transition du verre, l'absorption d'humidité et la compatibilité avec le béton,
- la finition de surface utilisée et les méthodes pour vérifier la conformité de cette dernière.

## 5. PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANQUES

### 5.1 Introduction

Les propriétés des barres d'armature de PRF diffèrent de celles des matériaux constitutants. Les PRF combinent avantageusement les caractéristiques des fibres et des résines donnant un produit hors tout plus performant selon les exigences demandées. Cependant, les propriétés des PRF varient grandement d'un produit à un autre. Certains facteurs tels que le type et le pourcentage de fibre et résine, l'orientation et l'imprégnation des fibres ainsi que le contrôle de la qualité durant la production sont des points déterminants quant à la performance du produit fini. De plus, les propriétés des PRF sont influencées par le milieu environnement et les chargements antécédents.

Alors que pour les matériaux traditionnels, tels que l'acier et le béton, des tests standards ont été établis pour en déterminer les propriétés, aucune régulation pareille n'existe au temps présent pour les matériaux composites. Il est par conséquent nécessaire de connaître exactement les conditions de chargement et d'obtenir, en consultation avec le manufacturier, les caractéristiques du composite correspondant aux sollicitations prévues (EHSANI, 1993).

### 5.2 Propriétés physiques

Prises trop souvent à la légère, les propriétés physiques des matériaux peuvent en modifier la performance. Ainsi, certaines tiges se verront plus efficace que d'autres, dans des applications particulières, de par leurs propriétés physiques.

#### 5.2.1 Composition

Les propriétés des fibres et des résines ont été vues au chapitre trois. Selon les caractéristiques désirées, une combinaison fibre/matrice peut être obtenue en fonction de l'utilisation prévue. Toutefois, le pourcentage relatif de chacun des matériaux constitutants peut varier pour palier à un besoin en résistance en augmentant le pourcentage de fibres ou en durabilité en augmentant le pourcentage de résine et de filler d'après les sollicitations anticipées.

La fraction volumétrique des vides est un important facteur à contrôler dans un composite. Les propriétés mécaniques, et tout particulièrement la résistance d'un composite, peuvent être significativement influencées par la teneur en vide. Les vides microscopiques peuvent causer des concentrations de contraintes en plus d'initier des fissures. De plus, la réactivité chimique d'un composite peut dépendre de la teneur en vide. Un grand pourcentage de vides dans le composite

peut permettre la diffusion de fluides dans le matériau et influencer sa durabilité.

### 5.2.2 Géométrie

La plupart des barres d'armature sont de formes circulaire ou rectangulaire. A ces configurations, des déformations peuvent être incluses ou ajoutées pour en améliorer l'adhérence. Selon le type de déformation apportée, tressé, enroulé, tordu, étouffé, etc., la résistance mécanique de l'armature peut être affectée et le mode de fissuration modifié.

### 5.2.3 Densité

En général, la densité des barres d'armature de PRF se situe entre 1.5 et 2.5. Cette dernière propriété est régie principalement par le pourcentage et le type de fibres utilisées. Notons que les fibres sont plus denses que la résine et que l'aramide est moins compact que le carbone qui, à son tour, est moins compact que le verre.

Etant pratiquement quatre fois plus légères que les barres d'acier (7.85) et moins denses que son milieu d'immersion (2.4), les barres d'armatures de PRF réduisent les coûts associés au transport et à l'entreposage sans compter une diminution de la manutention, du temps d'installation et du poids propre de la structure (EHSANI, 1993). Ceci est un avantage majeur des PRF qui doit être inclus dans toute analyse de coût lors du choix d'une armature.

### 5.2.4 Transport

Les propriétés dites de transport d'un matériau regroupent quatre sous-ensembles soient la diffusion de liquide ou de gaz, la conductivité thermique et électrique, et la perméabilité magnétique. La durabilité d'une armature en PRF dépend largement de la diffusion de l'humidité dans le béton et dans le composite lui-même. De même, la résistance du composite aux températures élevées est reliée à sa conductivité thermique. Pour ce qui est des situations où des courants électriques ou des champs magnétiques sont présents, la perméabilité et la conductivité peuvent être des paramètres à considérer.

### 5.2.5 Dilatation thermique

Comme il est bon qu'il y ait compatibilité entre les coefficients de dilatation thermique des fibres et de la résine pour limiter toute contrainte d'interface, de même, il est impératif que le



comportement sous contrainte thermique de la barre d'armature et du béton soit similaire. En effet, le béton armé est un matériau composite où les barres d'armatures agissent comme fibres renforçantes et le béton comme la matrice. Ainsi, des coefficients de dilatation thermique similaire minimisent les déformations différentielles du béton et de l'armature en plus de réduire les pertes d'adhérence (EHSANI, 1993; BANK, 1993).

Dans le cas des armatures en PRF, l'issue est plus compliquée que dans le cas de l'acier dû au fait que les PRF possèdent deux coefficients de dilatation thermique soient un coefficient longitudinal et un coefficient transversal. Pour ce qui est du coefficient de dilatation thermique longitudinal (CDTL) de l'armature à base de fibres de verre ( $10 \times 10^{-6}^{\circ}\text{C}$ ), il est semblable à celui de l'acier ( $11.7 \times 10^{-6}^{\circ}\text{C}$ ) et donc compatible avec le béton (entre  $6 \times 10^{-6}$  et  $12 \times 10^{-6}$ ). Pour ce qui est des armatures à base de carbone ou d'aramide, le CDTL est pratiquement nul et considéré raisonnablement près de celui du béton (BANK, 1993). Cependant, le coefficient de dilatation thermique transversal (CDTT) des barres d'armature en PRF peut se situer entre 5 et 10 fois celui du béton. Ceci est dû à ce que le CDTL provient majoritairement des fibres, qui possèdent de faibles CDTL, alors que le CDTT est primordiallement fonction du CDT de la matrice qui est considérablement supérieur à celui des fibres (BANK, 1993).

Il est à noter que les propriétés élastiques des composites peuvent être fonction de la température et de l'humidité. Ainsi, le CDT d'une armature en PRF peut ne pas être linéaire.

### 5.3 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques sont celles qui décrivent le comportement du matériau sous sollicitation. On rappelle que, contrairement à l'acier qui est un matériau isotrope, les barres d'armatures en PRF possèdent des propriétés différentes selon l'axe de chargement.

#### 5.3.1 Résistance en tension

Mesurée selon l'axe longitudinal, la résistance en tension des barres d'armature en PRF est basée presque exclusivement sur la teneur et le type de fibres puisque la résistance de la résine est considérablement plus faible (DOLAN, 1993). Pour des barres lisses, la rupture est gouvernée par la résistance en tension des fibres. Par contre, pour des armatures nervurées, une fissuration de la matrice est observée à environ 80% de la résistance ultime en tension de l'armature (FAZA et coll., 1993).

Les PRF atteignent leur résistance ultime en tension sans qu'il n'y est manifestation d'aucune ductilité. Leur résistance en tension (550 à 2000 MPa) est considérablement plus élevée que celle de l'acier (350 à 700 MPa), ce qui est un net avantage pour les tiges en composite. Toutefois, la rupture fragile des PRF entraîne l'utilisation d'un plus grand facteur de sécurité diminuant l'écart effectif de résistance existant entre ces deux matériaux.

Contrairement à l'acier, la résistance en tension des barres d'armatures en PRF dépend du diamètre de la barre. En effet, dû au décalage en cisaillement, les fibres situées au centre de l'armature ne sont pas soumises à une aussi grande contrainte que les fibres de surface (EHSANI, 1993). Des efforts de cisaillement excessifs entraînent une rupture progressive des fibres individuelles (DOLAN, 1993). Ce phénomène conduit à une perte de résistance et d'efficacité qui augmente avec le diamètre de la barre (EHSANI, 1993). En d'autres termes, pour un même type de barre avec une teneur identique en matériaux constitutifs, une résistance en tension inférieure sera obtenue pour un plus grand diamètre. Ces considérations ont orienté les manufacturiers dans la production de renforcement à faible diamètre.

Plusieurs autres facteurs influencent la résistance en tension des armatures en PRF. Bien qu'on s'attende du processus de pultrusion à un produit hautement uniforme, on observe certaines variations dans l'alignement des fibres. Un mauvais contrôle de la qualité de la part du manufacturier peut entraîner des écarts dans la résistance des barres. Le type de matrice utilisée peut modifier le degré d'imprégnation des fibres qui à son tour change l'efficacité du transfert de charge et donc la résistance de la barre. En surcroît, certaines déformations de surface, destinées à augmenter l'adhérence, modifient l'orientation des fibres en plus d'augmenter les contraintes de cisaillement dans les fibres.

### 5.3.2 Module d'élasticité en tension

Selon Faza et GangaRao (FAZA et coll., 1993), la rigidité en tension d'une barre d'armature dépend du type et de la fraction volumétrique des fibres. La rigidité moyenne est virtuellement indépendante du manufacturier, du diamètre et des déformations de la barre, du montage expérimental et du type de résine. Selon Dolan (DOLAN, 1993), le module d'élasticité ( $E$ ) d'une tige en matériaux composites ( $c$ ) dépend à la fois du module d'élasticité et de la fraction volumétrique ( $v$ ) des fibres ( $f$ ) et de la résine ( $r$ ). Le module d'élasticité approximatif d'un matériau composite peut alors être approximé comme suit:  $E_c = E_f v_f + E_r (1 - v_f)$ . Quoi qu'il en soit, le module

d'élasticité obtenu pour un composite sera toujours inférieur au module d'élasticité des fibres constituantes.

Tous les modules d'élasticité des PRF, à l'exception de celui des tiges de carbone haut-module, sont considérablement inférieurs au module d'élasticité de l'acier (200 GPa). Ceci implique que, pour une même sollicitation, de plus grandes déformations ou déflexions seront observées chez les structures renforcées de PRF, et que, par conséquent, la déflexion peut contrôler le design des éléments en flexion. Un faible module d'élasticité peut cependant être considéré comme un avantage dans les applications de précontrainte offrant une réduction des pertes dues au retrait, au fluage et à la relaxation du béton.

#### 5.3.3 Résistance en compression

La résistance en compression d'une barre d'armature en PRF dépend de ce que la barre est déformée ou pas. Les barres d'armature lisse montrent un comportement linéaire en compression avec une rupture se produisant par la division du lien fibre-matrice. Cependant, une déviation de la linéarité est constatée chez les barres nervurées avec une rupture par combinaison de la fissuration de la matrice et de l'entortillage des fibres (FAZA et coll., 1993).

Les armatures en PRF ont une résistance en compression plus faible qu'en tension (KOBAYASHI et coll., 1995). Bien que la résistance en compression des tiges en PRF n'est rarement d'un intérêt majeur, puisque le béton reprend la plus grande partie de ces charges, un certain niveau de résistance en compression est essentiel pour toute application structurale en béton armé (phénomène de moindre importance en pré et post-tension). En effet, le faible bris d'une tige, lors d'une sollicitation en compression, réduira proportionnellement la capacité de l'armature à reprendre les charges de tension subséquentes et par conséquent toute la résistance de la structure en sera affectée. Pour cette raison, l'utilisation de barres d'armature en aramide est fortement déconseillée due à sa faible résistance en compression soit environ 20% de sa résistance en tension comparativement à 55% pour le verre et 78% pour le carbone (WU, 1991; MALLICK, 1988).

#### 5.3.4 Module d'élasticité en compression

Contrairement au module d'élasticité en tension, le module d'élasticité en compression varie avec la dimension, le type, la qualité et le rapport longueur/diamètre de l'armature (FAZA et coll., 1993). Alors que l'acier est isotrope et possède le même module d'élasticité en tension comme

en compression (200 GPa), il n'en est pas de même des matériaux composites. La rigidité en compression est, dans la plupart des cas, inférieure au module d'élasticité en tension. Ainsi, exprimé en pourcentage du module d'élasticité en tension de l'armature, on obtient un module d'élasticité en compression d'environ 80% pour les armatures à base de fibres de verre, 85% pour celles de carbone et pratiquement 100% dans le cas des fibres d'aramide (EHSANI, 1993; MALLICK, 1988).

#### 5.3.5 Résistance en cisaillement

Sachant que les fibres atteignent leur résistance maximale dans la direction parallèle à l'axe de l'armature, elles sont disposées de cette façon conférant à l'armature une résistance très faible en cisaillement. Les barres d'armature en PRF peuvent ainsi être coupées facilement, à l'aide d'une scie ordinaire, dans la direction perpendiculaire à l'axe longitudinal. Pour remédier à cette situation, on oriente les étriers de sorte à ce qu'ils résistent en tension axiale au chargement appliqué (EHSANI, 1993).

La rigidité en cisaillement ne varie pas significativement avec la qualité ou le type d'armature. Une valeur moyenne de 4.55 GPa est généralement obtenue comme module d'élasticité en cisaillement (FAZA et coll., 1993).

#### 5.3.6 Résistance en torsion

Les PRF montrent une relation linéaire entre le moment de torsion et la torsion pure. Le mode de rupture des armatures nervurées peut être observé comme une combinaison du bris de la nervure et de la fracturation de la matrice. Une fissuration de la matrice peut être observé chez les barres lisses (FAZA et coll., 1993).

La résistance en torsion diminue avec l'augmentation du diamètre. Pour une armature de verre E (55%) et une résine vinylester, la résistance en torsion peut passer de 73 MPa pour une barre #4 à 61 MPa pour une barre #7. Il est cependant à noter que la résistance en torsion dépend également de la qualité de production.

#### 5.3.7 Résistance en flexion

La résistance à la flexion des barres d'armature en PRF montre, tout comme la résistance en tension, une diminution avec l'augmentation du diamètre dû à un décalage en cisaillement. Le

mode de rupture prédominant pour les barres lisses et les barres nervurées est une fissuration de la matrice sans qu'il y ait flambement des fibres dans la zone de compression (FAZA et coll., 1993).

La rigidité en flexion est pratiquement indépendante du type d'armature ou de la qualité du produit, mais comme tout composite, elle varie selon le type d'effort perçu. Ainsi, pour une armature de fibres de verre, une tension de flexion moyenne se situe à environ 46.9 GPa alors que la compression de flexion se chiffre à environ 41.4 GPa (FAZA et coll., 1993).

#### 5.3.8 Facteurs modifiant les propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques des composites dépendent de plusieurs facteurs tels que l'historique et la durée de chargement, la température de sollicitation et les conditions d'exposition. De plus, augmentant les difficultés de la prise des mesures, ces facteurs sont interactifs de sorte qu'il est impossible de déterminer l'effet de chacun séparément (EHSANI, 1993).

#### *Fluage*

Les expériences ont montré que l'acier peut supporter une charge permanente d'environ 75% de sa résistance en tension, sans pour autant subir une perte de résistance. Ceci n'est malheureusement pas le cas pour les PRF dont la rupture par fluage est influencée par le milieu micro-environnant et la température, en plus d'être dépendant du type de fibres et de matrice employées (BUDELMANN et coll., 1993; UOMOTO et coll., 1996). Au fur et à mesure que le rapport de charge soutenue/résistance à court terme des PRF augmente, le temps d'endurance diminue (EHSANI, 1993).

Les fibres de verre et de carbone ont d'excellentes résistances au fluage alors que ce n'est pas le cas pour la plupart des résines et les fibres d'aramide. Ceci dit, l'orientation et le volume des fibres ont une influence significative sur le fluage. Des recherches menées par Yamasaki & coll. (YAMASAKI et coll., 1993), utilisant une charge permanente équivalant au tiers de la résistance en tension de l'armature, démontrèrent les résultats suivants sur le comportement en fluage des barres d'armatures en PRF:

- Pour des barres à base de fibres de carbone ou de verre, la contrainte de fluage devient pratiquement stable après une semaine de chargement.
- Le fluage des armatures de carbone et de verre devient stable après un an de chargement avec

un coefficient de fluage maximum (barres lisses) de 1.5%.

- Le fluage des armatures à base de fibres d'aramide augmente encore après un an de chargement (coefficient de fluage après un an de chargement: 18%).
- Le coefficient de fluage des barres déformées est plus élevé que celui des barres droites (augmentation de 1 à 4% pour les barres de carbone) probablement dû aux fibres tordues (twisted).
- Le coefficient de fluage pour les barres tressées augmente avec le diamètre.

### *Fatigue*

L'application et le retrait de charges inférieures à la résistance du matériau, répétés un très grand nombre de fois, peuvent entraîner la rupture du matériau par fatigue (RAHMAN et coll., 1996). Les composites renforcés de fibres continues démontrent une bonne résistance à la fatigue. Des tests de chargements cycliques en tension, effectués sur des tiges de PRFC et de PRFA, indiquent que ces matériaux possèdent une résistance à la fatigue supérieure à l'acier sans compter qu'ils augmentent de rigidité avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement (DOLAN, 1993). Cependant, la résistance à la fatigue des armatures à base de fibres de verre n'est pas aussi bonne que l'acier en plus de perdre de la rigidité avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement. Toutefois, puisque la contrainte initiale et les contraintes de services des barres d'armature sont faibles, les tiges de PRFV devraient bien performer aux sollicitations subies en fatigue (DOLAN, 1993).

### *Température*

Plusieurs composites ont de bonnes à d'excellentes propriétés à des températures élevées et la plupart de ces derniers ne brûlent pas facilement (EHSANI, 1993). Il fut cependant démontré que les propriétés mécaniques de barres d'armature chauffées changent considérablement non-seulement dus aux fibres mais aussi dû au type de matrice utilisé (KUMAHARA et coll., 1993; TANANO et coll. 1995).

Puisque les barres d'armature sont recouvertes d'une couche isolante de béton, le problème de dégradation à température élevée perd de l'amplitude par rapport aux câbles de précontrainte externe ou encore les collages externes où l'exposition au feu est directe. Toutefois, au fur et à mesure que la température interne augmente, les propriétés mécaniques des barres d'armature en

PRF changent considérablement. Il est donc recommandé que l'utilisateur s'informe sur la performance des barres utilisées lorsqu'un potentiel d'incendie existe.

### *Humidité*

Une absorption excessive d'eau peut résulter en des pertes significatives de résistance et de rigidité se manifestant par le gonflement et le gauchissement du composite (EHSANI, 1993). Le coefficient d'expansion hygroscopique, ou tout simplement le coefficient de gonflement à l'humidité, est analogue au coefficient d'expansion thermique, en ce qu'il décrit des changements dimensionnels différents selon la direction longitudinale ou transversale créant des champs de contrainte. Ces changements dimensionnels, provenant de l'absorption d'humidité du matériau, ont peu d'ampleur chez l'acier mais sont très significatif chez les PRF. L'analyse de ces champs de contrainte est d'autant plus complexe que différentes concentrations d'équilibre peuvent être obtenues tout au long de la tige (BANK, 1993).

Les fibres de carbone sont dites insensibles à l'humidité alors que le verre démontre un vieillissement à long terme et que l'aramide affiche d'importantes pertes de résistance associées à l'absorption de grande quantité d'eau sans toutefois démontrer un vieillissement (LABONTE, 1993). Les résines polymères, notamment les polyesters, possèdent une forte absorption d'humidité. Quant aux époxydes, ils ne peuvent maintenir une résistance à l'humidité sans un traitement soigné. Ainsi, le coefficient de gonflement dans la direction longitudinale est souvent considéré nul alors que le coefficient transversal est relié au gonflement de la matrice (BANK, 1993).

### *Rayons ultraviolets*

Les composites, et tout particulièrement les PRFA, peuvent être endommagés par les rayons ultraviolets provenant de la lumière du soleil. Ces rayons peuvent débiter une chaîne de réaction chimique dans la matrice polymère conduisant à la dégradation de ses propriétés. Bien que ce problème peut être en parti résolu par l'addition d'un filler approprié à la résine, ce type de dommage peut être évité par un entreposage à l'abri des rayons UV et une coulée rapide du béton après la mise en place de l'armature sachant que le béton agira comme barrière contre les rayons UV.

### *Stabilité chimique*

Un des avantages majeurs des composites est leur stabilité chimique dans des environnements jugés corrosifs pour l'acier. Cependant, au même titre que l'acier, les composites peuvent être endommagés lorsqu'ils sont exposés à certaines températures et à certains milieux agressifs tels qu'un pH élevé ( $\text{Ca(OH)}_2$ , NaOH et KOH provenant du ciment portland), les chlorures ( $\text{CaCl}_2$  des agents accélérateurs et NaCl de l'eau de mer et des dégivreurs) et les sulfates ( $\text{SO}_3$  provenant du ciment, du sol ou de contaminant).

Il est connu que les fibres de verre, bien que très résistantes aux acides, sont très sensibles aux alcalis et au lessivage (UOMOTO et coll., 1996; SEN et coll., 1993; ZAYED, 1991) alors que l'aramide est sensible aux bases et acides forts. Traditionnellement, la résistance chimique du composite était attribuée à la matrice qui, basée sur les données du manufacturier, pouvait être choisie pour répondre à une exposition particulière (NANNI et coll., 1992). Cependant, la plupart des PRF sont configurés de sorte à minimiser la couche de résine entourant les fibres, limitant ainsi sa protection. De plus, la résine peut se fissurer sous chargement donnant libre accès à la migration de contaminant. Il est aussi connu que l'eau, absorbée du milieu environnant, plastifie les résines (époxydes) en plus de causer un ramollissement, un gonflement et une réduction de la température de transition du verre. Finalement, l'eau absorbée peut agir de véhicule permettant l'accès d'agents corrosifs. Il est donc impératif que les composites soient fabriqués de fibres ayant une bonne résistance chimique d'autant plus que, lorsqu'ils sont soumis en permanence à de hautes contraintes, ils sont particulièrement susceptibles aux dégradations chimiques; on parle alors de corrosion sous contrainte (BANK, 1993).

Plusieurs données sont disponibles sur la résistance chimique des résines et des fibres. La plupart de ces informations sont de nature empirique mais sont tout de même utiles dans le choix d'un renforcement particulier. Il faut cependant remarquer que ces résultats sont obtenus dans un environnement sans contrainte, sans compter qu'en génie civil la durée de vie utile est beaucoup plus longue que dans les applications industrielles. La nature anisotrope des composites doit aussi être prise en considération sachant qu'elle peut créer des réactions chimiques préférentielles dans une certaine direction comme par exemple le déplacement d'un liquide le long des fibres par capillarité.



## 6. PROPRIETES STRUCTURALES

### 6.1 Introduction

Puisque le béton résiste bien à la compression mais est beaucoup plus faible en tension et en flexion, on utilise des barres d'armatures pour reprendre ces charges. La réponse aux sollicitations extérieures de l'union de ces deux matériaux découle des propriétés structurales qui décrivent le comportement hors tout des barres d'armature confinées dans le béton.

### 6.2 Adhérence

Le fonctionnement mécanique du béton armé est rendu possible grâce au phénomène d'adhérence qui permet le transfert des charges du béton aux armatures. Si ce n'était de l'adhérence, l'armature ne serait d'aucune utilité et le béton se fissurerait sous de faibles charges de traction.

#### 6.2.1 Concept de l'adhérence

Le mécanisme d'adhérence relève de plusieurs facteurs notamment:

- de l'adhésion physico-chimique prévalant entre deux matériaux,
- de la friction due à la rugosité des surfaces en contact,
- de la résistance mécanique provenant de l'action des déformations de surface de l'armature sur le béton et finalement,
- de la pression de retrait du béton durci confinant l'armature.

La plus grande contribution à l'adhérence de l'armature en acier provient du confinement latéral à travers l'action des crénélures. Cependant, la diversité des déformations de surface et des textures présentes sur les armatures en PRF produisent des caractéristiques d'adhérence nettement différentes d'une armature à l'autre, le mécanisme d'adhérence dominant provenant tantôt de la friction tantôt de la résistance mécanique. Il devient donc inconcevable de substituer ces armatures en terme d'adhérence sur une base 1:1. De plus, dues aux caractéristiques intrinsèques particulières des PRF telles que leur faible résistance en cisaillement et leur faible module d'élasticité, il est prévu que la résistance aux glissements des PRF sera plus faible que celle de l'acier pour une même profondeur d'ondulation et une même composante de friction (LARRALDE, 1993; EHSANI et coll., 1995; BENMOKRANE et coll., 1996d; LARRALDE et coll., 1998).

### 6.2.2 Glissement admissible

Une contrainte d'adhérence élevée n'est surtout pas souhaitable puisque le comportement à l'adhérence pour de faibles longueurs d'ancrage est associé à des dommages locaux excessifs (EHSANI et coll., 1996). Ainsi, une contrainte d'adhérence admissible a été quantifiée par un glissement admissible à chaque extrémité. Pour l'acier, ce glissement est de 0.25 mm à l'extrémité chargée et à 0.05 mm à l'extrémité libre.

Sachant que les PRF sont plus résistants à la corrosion que l'acier et qu'ainsi de plus grandes fissures peuvent être tolérées, de nouveaux critères d'adhérence sont donc nécessaires. Des études menées par Ehsani, Saadatmanesh et Tao indiquèrent que des longueurs d'ancrage variables ont peu d'influence sur la valeur de chargement jusqu'à ce que le glissement atteigne 0.38 mm à l'extrémité chargée ou 0.064 mm à l'extrémité libre.

### 6.2.3 Longueur d'ancrage

Pour diminuer le glissement excessif de l'armature et ainsi la fissuration du béton, il est possible d'augmenter indéfiniment la longueur d'ancrage. Cependant, pour une longueur d'ancrage idéale, le rapport charge maximum appliquée/résistance en tension de la barre devrait s'approcher de 1. Puisque la résistance en traction des barres d'armature en PRF est considérablement plus élevée que l'acier et leurs contraintes d'adhérence plus faibles, la longueur d'ancrage minimale en sera augmentée proportionnellement.

### 6.2.4 Types de rupture

On distingue trois types de rupture reliés à l'adhérence soit par éclatement du béton, par arrachement de la barre ou encore par bris de la barre en tension.

1. Les ruptures par éclatement du béton sont soudaines et fréquentes. Elles doivent être évitées pour assurer une bonne ductilité des éléments armés (KANAKUBO et coll., 1993). Ces ruptures se propagent le long de l'armature et sont reliées à une grande longueur d'ancrage, à une déflexion élevée ainsi qu'à un faible recouvrement de béton qui ne peut subir les contraintes radiales de tension qui lui sont transmises (CHAALLAL et coll., 1993b; DANIALI, 1990; EHSANI et coll., 1997).

2. Une rupture par arrachement de la barre est signalée par une augmentation rapide du glissement à l'extrémité chargée et à l'extrémité libre avec seulement une faible augmentation de la charge appliquée. Dans de tels cas, une poursuite du chargement diminuera rapidement la charge reprise par l'armature (EHSANI et coll., 1997). Ce mode de rupture est associé à de faibles longueurs d'ancrage. Il semble que contrairement à l'acier où les déformations cisailent le béton, le béton cisaille les déformations de surface des PRF indiquant un faible confinement latéral exercé par les crénelures (DANIALI, 1992).

3. Une rupture en tension de la barre d'armature surviendra lorsque  $l_d$  est suffisamment longue et que l'épaisseur de recouvrement est adéquate (EHSANI et coll., 1993). La charge peut alors être appliquée tout le long de l'armature jusqu'à la rupture de cette dernière en tension. Ce dernier mode de rupture est celui recherché puisque contrairement aux deux autres, il permet d'utiliser pleinement la capacité de l'armature en évitant une rupture d'adhérence.

#### 6.2.5 Paramètres influençant l'adhérence

Bien que l'adhérence puisse paraître un phénomène tangible, il n'en demeure pas vrai pour autant. La panoplie de paramètres qui influencent son comportement s'étend dans les moindres détails de construction du béton armé d'autant plus qu'il est question de barres d'armature en PRF.

##### *Résistance du béton*

Chez l'armature d'acier, une augmentation de la résistance du béton,  $f_c$ , se traduit par un gain d'adhérence proportionnel à la racine carrée du rapport des résistances en compression. L'expression  $(f_c)^{1/2}$  indique que la rupture d'adhérence est initiée par la rupture en tension du béton ne concernant donc qu'une rupture par éclatement du béton ou une rupture par arrachement de la barre.

Chez l'armature en PRF, les résultats expérimentaux ne démontrent qu'un faible gain d'adhérence avec l'augmentation de la résistance en compression du béton (EHSANI et coll., 1997; CHAALLAL et coll., 1993b; MCKAY et coll., 1993; NANNI et coll., 1995). Ceci peut s'expliquer par le faible confinement latéral des crénelures produisant un cisaillement dans les déformations et non dans le béton.

### *Diamètre de la barre*

D'après la norme canadienne CAN3-A23.3-M84, la longueur minimum d'ancrage augmente avec le diamètre des barres d'acier conventionnelles. Dans cette même optique, le rapport de l'ACI 408 affirme que la contrainte d'adhérence ultime diminue avec l'augmentation du diamètre des barres d'acier. Des études menées par Daniali, Ehsani et Benmokrane montrent ce même comportement pour les barres d'armature en PRF.

### *Position de la barre*

L'influence de la position d'encastrement sur les caractéristiques d'adhérence est très significative. La norme CAN3-A23.3-M84 fait donc une distinction entre la position des armatures, qualifiant d'armature supérieure toute barre horizontale ayant au moins 300 mm de béton coulé sous celle-ci. En effet, le ressuage du béton frais, l'air piégé sous l'armature ainsi que la migration des gros granulats vers le fond du moule font que le béton entourant l'armature supérieure est de moindre qualité. Cet effet est comptabilisé en multipliant la longueur d'ancrage calculée par un facteur de pondération défini comme étant le rapport de la résistance à l'adhérence ultime des barres d'armature inférieures sur les barres d'armature supérieures. Chez l'acier, ce rapport est de 1.3 alors que chez les PRF, ce rapport est légèrement plus faible.

### *Types de fibres*

Puisque les types de fibres diffèrent par leur module élastique et leur chimie de surface, il est tout à fait probable que les caractéristiques d'adhérence varient d'une fibre à l'autre. Cependant, des études menées par Kanakubo et ses collaborateurs dénigrent l'influence du module d'élasticité sur la résistance à l'adhérence (KANAKUBO et coll., 1993). Bien que la résistance à l'adhérence n'est pas fonction du type de fibres, on ne peut pas en dire autant de la longueur d'ancrage minimum. Cette dernière oscille grandement d'un type de fibres à l'autre puisqu'elle est fonction de la résistance en tension de la fibre. Ainsi, une longueur d'ancrage d'environ 20d est suffisante pour les barres d'armature en fibres de verre alors qu'une longueur d'ancrage de plus de 40d est nécessaire pour atteindre la limite en tension des barres de carbone et d'aramide (MAKITANI et coll., 1993).

### *Surface de l'armature*

Les déformations de surface ont été créées dans le but ultime d'augmenter l'adhérence. Leur performance varie grandement d'une déformation à l'autre de telle sorte qu'on les divise en deux catégories selon leurs caractéristiques d'adhérence (KANAKUBO et coll., 1993). Les barres d'armatures en PRF avec des ergots qualifiés de déformés ou de forme spirale font partie des barres dont l'adhérence est principalement développée par l'action mécanique. Leur contrainte d'adhérence maximale est atteinte après que le glissement à l'extrémité libre ait excédé 0.1 mm (YAMASAKI, 1993). Les barres d'armature de forme tressée, en toron ou sablée appartiennent aux barres dont l'adhérence est principalement développée par friction. Leur contrainte d'adhérence maximale est atteinte lorsque le glissement à l'extrémité libre est d'environ 0.1 mm (YAMASAKI, 1993). Règle générale, la résistance à l'adhérence de la première catégorie s'approche de celle des barres d'acier déformées et surpasse la deuxième catégorie (KANAKUBO et coll., 1993).

Le mode de rupture d'adhérence dépend de l'intégrité entre les déformations et la barre ainsi que de la qualité de la résine utilisée. En général, on distingue les modes de rupture d'adhérence suivants:

Barre avec spirale: Rupture catastrophique par cisaillement de l'enroulement; le choix de résine utilisée peut ne pas être approprié. Une polymérisation simultanée est recommandée (CHAALLAL et coll., 1993b; MASHIMA et coll., 1993).

Barre déformée: Rupture des fibres continues ou rupture par clivage du béton (YAMASAKI, 1993).

Barre tressée: Rupture catastrophique par l'éclatement du béton provenant d'un glissement excessif (MASHIMA et coll., 1993).

Barre en toron: Rupture par glissement progressif (MASHIMA et coll., 1993).

Barre sablée: Rupture par cisaillement de la couche de sable (mode le plus fréquent) ou rupture par cisaillement du béton (MASHIMA et coll., 1993).

Bien que la résistance à l'adhérence des barres tressées et des barres en toron a déçu, l'ajout d'un jet de sable à la surface de ces déformations augmente considérablement l'adhérence (YAMASAKI, 1993). Cependant, une performance accrue en adhérence peut être obtenue par l'utilisation de barres sablées avec spirales (MAKITANI et coll., 1993).

### *Recouvrement*

L'insensibilité des composites face aux agressions atmosphériques permet de réduire l'épaisseur d'enrobage du béton (MOGAHADAM et coll., 1995). Or, celui-ci ne sert pas uniquement à protéger l'armature, mais influence directement l'adhérence et le transfert des charges et donc le mode de rupture. Si l'épaisseur d'enrobage est insuffisante, la rupture se produira par éclatement du béton. Tel est le cas pour une épaisseur de recouvrement égale à une fois le diamètre de la barre d'armature en PRF. Cependant, pour un recouvrement égal à deux fois le diamètre de la barre, la rupture se produit par arrachement ou par rupture en tension de la barre. Ce dernier mode de rupture offre une contrainte d'adhérence supérieure au premier mode (EHSANI et coll., 1997).

### *Renforcement transversal*

Le rôle majeur du renforcement transversal est associé au maintien de la force d'adhérence après l'éclatement du béton avoisinant sans un soudain déséquilibre. Le nombre d'étriers utilisé a le même effet sur le mode de rupture que l'épaisseur de recouvrement. Cet effet s'éclipse cependant avec l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement (MORITA et coll., 1982; ZHIMING et coll., 1992).

### *Gradient thermique*

L'effet de la température varie selon le type de béton utilisé et la nature de l'armature. Or le béton se voit classiquement attribuer un coefficient de dilatation thermique voisin de celui de l'acier mais différent des PRF. Cette différence peut faire craindre une dégradation de la liaison armature-béton au cours de la vie d'un ouvrage à la suite des fluctuations naturelles ou artificielles de température (BUYLE-BODIN et coll., 1992a). Mashima et Iwamoto se sont penchés sur cette question en étudiant les caractéristiques d'adhérence des armatures en PRF soumises à plusieurs cycles de gel-dégel sous l'eau (MASHIMA et coll., 1993). Selon leurs recherches, la détérioration des propriétés d'adhérence n'est pas apparente pour les composites à base de fibres de carbone ou de verre, quoique la fissuration du béton au cours des cycles entraînait d'importantes chutes d'adhérence. Cependant, les composites à base de fibres d'aramide démontrèrent une diminution graduelle de l'adhérence au fur et à mesure que le nombre de cycles de gel-dégel augmentait.

### 6.3 Flexion

Puisque la résistance à la traction du béton est faible, environ 10% de sa résistance en compression, elle doit être améliorée. Traditionnellement, on utilise des barres d'armature longitudinales pour reprendre les charges de tension et ainsi diminuer la fissuration.

#### 6.3.1 Approche théorique

Les théories classiques de calcul soient le calcul aux états limites et le calcul aux contraintes admissibles sont valides pour les sections en béton armé de PRF. Il faut toutefois utiliser de plus grands facteurs de sécurité reliés à la grande variabilité des tiges en composites et au mode de rupture de la section ainsi renforcée (STETSON, 1992; NANNI, 1993c; FAZA et coll., 1990; PLEIMANN, 1991; LARRALDE et coll., 1988).

#### 6.3.2 Résistance en flexion

Dû à la grande résistance en tension des tiges en composite et à leur faible module d'élasticité, le pourcentage d'armature ( $\rho$ ), présent dans une section de béton, dépasse souvent  $\rho_{max}$ , entraînant une rupture du béton en compression bien avant que l'armature ne développe sa pleine résistance (NAWY et coll., 1977). Ainsi l'utilisation d'un béton haute performance (BHP) permet d'accroître l'efficacité des armatures en PRF, tant et si bien que pour un même  $\rho$ , une poutre en béton armé de tiges en PRF présente une capacité ultime de 70 à 90% supérieure à une poutre en béton armé de barres d'acier. Bien qu'un faible apport de la résistance à la traction des barres en PRF est utilisé, un  $\rho$  élevé est souhaitable puisqu'il permet d'augmenter la résistance en flexion, la rigidité, et la ductilité des poutres en plus de diminuer la déflexion (NAWY et coll., 1977; FAZA et coll., 1990; NAKANO et coll., 1993; MATTHYS et coll., 1995).

#### 6.3.3 Déflexion

Une poutre en béton armé demeure rigide jusqu'à l'arrivée du moment de fissuration après quoi, une perte de rigidité est observée. Cette perte est supérieure chez les poutres utilisant les PRF que chez celles utilisant l'armature d'acier. En effet, puisque le module d'élasticité des barres en PRFV est environ le quart de celui de l'acier, une poutre renforcée de telles tiges démontre une déflexion quatre fois supérieure à une poutre renforcée de barres d'acier pour un même rapport de renforcement (SAADATMANESH et coll., 1991). Cependant, la rigidité peut être améliorée par

de meilleures caractéristiques de surface des tiges favorisant l'adhérence (NANNI, 1993c). De même, un haut module d'élasticité diminue la déflexion des poutres en béton armé privilégiant l'emploi des tiges à base de fibres de carbone au détriment des barres à base de fibres d'aramide ou de verre (NAKANO et coll., 1993). Une diminution de déflexion peut aussi être obtenue par une post-contrainte externe de l'élément renforcé. Il demeure cependant fort probable que la déflexion contrôle le design des éléments armés de PRF (NANNI, 1993c; ALSAYED et coll., 1995).

#### 6.3.4 Fissuration

Une fissuration excessive entraîne une perte de rigidité, augmente les risques de dégradation et induit une mauvaise apparence. Le moment de fissuration n'est que peu affecté par le type d'armature. Toutefois, une fois ce dernier franchi, les poutres armées de PRF démontrent des fissures plus soudaines, plus larges, plus profondes et s'accroissant plus rapidement que dans les poutres conventionnelles (NAWY et coll., 1977; FAZA et coll., 1990; BENMOKRANE et coll., 1994b). Une augmentation du pourcentage d'armature et l'amélioration des caractéristiques d'adhérence permettent d'augmenter le nombre de fissures et d'en diminuer la largeur (DANIALI, 1990; NEUWERTH, 1974; ACI 440, 1996). Cependant, puisque les barres d'armature en PRF ne corrodent pas, de plus grandes fissures pourraient être tolérées (CLARKE, 1993b; BENMOKRANE et coll., 1996c; KANEKO et coll., 1993).

#### 6.3.5 Ductilité

La rupture des poutres en béton armé de PRF se produit toujours de façon fragile soit par une rupture du béton en compression ou une rupture des tiges en tension. Une rupture du béton en compression est toutefois plus recherchée puisqu'elle est moins soudaine (NAKANO et coll., 1993; GANGARAO et coll., 1997; MOSTOFINEJAD et coll., 1998). Une rupture plus ductile peut cependant être obtenue par l'utilisation de tiges hybrides, par le confinement de la zone en compression du béton, par une rupture partielle du lien d'adhérence ou par l'utilisation d'armatures étalées (NANNI, 1993c).

#### 6.4 **Cisaillement**

Une rupture par cisaillement des poutres se produit avec peu ou pas d'avertissement. Les méthodes de design actuelles sont empiriques. Elles sont basées sur la résistance du béton en



cisaillement, sur la quantité d'armature longitudinale présente et sur le pourcentage et la résistance de l'armature transversale.

#### 6.4.1 Types d'étrier

Présentement trois configurations d'étriers en PRF sont disponibles sur le marché soient les étriers rectangulaires et circulaires de forme fermée, les étriers en forme de spirale continue et les étriers en forme de U. Les étriers de géométrie déformée ou à surface rugueuse démontrent un moment ultime 50% supérieur à celui obtenu avec des étriers lisses grâce à une meilleure adhérence (FAZA et coll., 1990).

#### 6.4.2 Résistance en tension

Puisque la résistance maximale des fibres continues se situe dans leur axe longitudinal, les étriers en PRF, contrairement à ceux en acier, présentent une zone de faiblesse. Ainsi, la résistance en tension des étriers est fonction du coude et diminue avec l'augmentation du degré de courbure (NAGASAKA et coll., 1993; MARUYAMA et coll., 1993). Cependant, la résistance du coude peut être améliorée par un confinement provenant de l'armature longitudinale et par une augmentation de la résistance du béton.

#### 6.4.3 Fissuration

Les fissures de cisaillement sont inclinées par rapport à l'axe de la poutre. Des étriers, inclinés dans le sens inverse à la fissuration, peuvent reprendre en tension pure l'effort de cisaillement exercé. Le module d'élasticité des PRF étant cependant plus faible que celui de l'acier, de plus grandes fissures se produisent (CLARKE, 1993b). Au fur et à mesure que la profondeur d'une poutre augmente, les fissures de cisaillement s'approchent de la verticale. Les étriers verticaux deviennent alors de moins en moins efficaces et les barres longitudinales reprennent une partie plus importante de l'effort de cisaillement par une action dite de goujon (dowel action). Les barres d'armature étant très faibles en cisaillement pur, elles possèdent une faible action de goujon (NANNI, 1993c; TOTTORI et coll., 1993). Les poutres doivent donc être construites de sorte à ce que l'armature en PRF soit le moins sollicitée dans cette direction.

## 6.5 Ductilité

La ductilité est définie comme étant le rapport de la déformation totale à la rupture divisé par la déformation à la plastification. Puisque les armatures en PRF possèdent une relation contrainte-déformation linéaire jusqu'à la rupture, elles ne peuvent contribuer à la ductilité des poutres ainsi renforcées (ACI 440, 1996).

### 6.5.1 Concept

Le terme ductilité englobe deux aspects du comportement d'une membrure (EHSANI, 1993). Le premier aspect est la rupture sous charge statique à de larges déformations et qui, dans le cas des barres en PRFV est très bien rencontré. Le deuxième aspect est l'habileté de dissiper de l'énergie sous forme de déformations inélastiques. Toutefois, le comportement élastique des PRF les empêchent de contribuer à la ductilité de cette façon.

### 6.5.2 Dissipation d'énergie

Puisque les éléments renforcés de PRFV présentent de très grandes déflexions (MICHALUK, 1996; ABDALLA, et coll., 1996), on ne prévoit pas, dans les designs futurs, utiliser plus de 30% de la résistance en tension de ces tiges. Cette provision de résistance peut être assimilée à une pseudo-ductilité où le recouvrement du membre se fera essentiellement de façon élastique. Des dommages mineurs seront encourus par le béton à de larges déformations mais aucune plastification de l'armature ne surviendra. Ainsi, dans les zones sismiques, aucune dissipation de l'énergie ne se fera sous déformations plastiques permanentes mais utilisera plutôt la résistance de réserve des poutres armées de PRFV (ACI 440, 1996; KAKIZAWA et coll., 1993).

### 6.5.3 Etats actuels

Jusqu'à présent les recherches sur la ductilité des poutres renforcées de PRF se sont limitées surtout à utiliser des tiges hybrides ou à confiner la zone de béton en compression par des étriers en PRF (KAKIZAKA et coll., 1993; TANIGUCHI et coll., 1993). Il est clair que plus de recherches sont nécessaires pour améliorer la ductilité des poutres renforcées de PRF.

## 7. PROCÉDURES DE DESIGN

### 7.1 Introduction

Le but des essais expérimentaux ne consiste pas seulement à établir si l'utilisation des barres d'armature en PRF est d'un point de vue pratique possible, mais bien aussi de développer des équations théoriques décrivant le comportement expérimental. Le développement de procédures de design fut donc, dès le début, l'enjeu des premiers chercheurs. Ces équations ont ensuite été raffinées par de nouveaux résultats expérimentaux ainsi que par les révisions apportées à la norme.

Les paragraphes qui vont suivre cherchent à survolter l'évolution des procédures de design d'éléments fléchis en béton armé de PRF. Les notations qui en découlent sont très lourdes et sont donc présentées uniquement dans la liste des symboles de façon à alléger le texte.

### 7.2 Approche théorique

Les premières études sur les éléments fléchis en béton armé de PRF ont démontré que leur comportement peut être prédit avec le même degré d'exactitude que ceux armé d'acier en appliquant les principes d'ingénierie de base soient le calcul aux contraintes admissibles et/ou le calcul aux états limites (CLARKE et coll., 1995; NAWY et coll., 1977; LARRALDE et coll., 1988; SAADAMANESH et coll., 1991; FAZA et coll., 1993). De formulation plus récente que le calcul aux contraintes admissibles, le calcul aux états limites est le plus généralement accepté. Il est basé sur les hypothèses suivantes:

1. Les sections planes, perpendiculaires à l'axe d'une membrure, demeurent planes (déformations linéaires).
2. Après fissuration, la résistance en tension du béton est négligeable.
3. L'adhérence entre le béton et l'armature est parfaite.
4. La contrainte en tout point d'une section perpendiculaire à l'axe d'un élément dépend de la déformation en ce point, tout comme en tension ou en compression simple.

De la résistance des matériaux, nous savons que, par équilibre, la somme des forces horizontales dans une section soumise à la flexion pure doit être nulle. Ainsi les efforts exercés en compression (C) sont l'équivalent de ceux exercés en tension (T). Le couple créé par ces forces représente le moment appliqué (voir figure 7.1).

### 7.2.1 Moment de fissuration

Une section de béton armé est dite élastique non-fissurée jusqu'à ce que les fibres extrêmes du béton tendu atteignent le module de rupture  $f_r$ , soit la résistance à la traction du béton. En supposant que le matériau obéit à la loi de Hooke en décrivant une distribution linéaire des contraintes dans la section, on obtient pour le moment de fissuration la relation suivante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y} \quad (7-1)$$

En l'absence de résultats expérimentaux plus raffinés, la norme CSA/CAN3-A23.3-M94 permet d'évaluer la résistance à la traction du béton à partir de l'équation suivante:

$$f_r = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} \quad (7-2)$$

Quant au moment d'inertie, il peut être calculé en négligeant l'armature ce qui équivaut à l'inertie brute de la section,  $I_g$ . Pour une section rectangulaire, la distance,  $y$ , est alors égale à la mi-hauteur de la section. Pour un calcul plus exact du moment d'inertie, on procède à la transformation de l'aire de l'armature en aire de béton équivalente. L'aire de béton équivalente est alors égale à l'aire de l'armature multipliée par le rapport des modules d'élasticité soit celui de l'armature sur celui de béton. On peut alors calculer la nouvelle position de l'axe neutre. On obtient pour une section rectangulaire les formulations suivantes:

$$c = \frac{0.5bh^2 + \sum_{i=1}^n (\eta_i - 1)(A_i d_i)}{bh + \sum_{i=1}^n (\eta_i - 1)A_i} \quad (7-3)$$

$$I = \frac{b}{3} [c^3 + (h - c)^3] + \sum_{i=1}^n (\eta_i - 1) [A_i (c - d_i)^2] \quad (7-4)$$

### 7.2.2 Moment de service

Une fois que le moment de fissuration a été atteint, on fait l'hypothèse que le béton ne possède aucune résistance en tension et que l'armature de tension reprend la totalité de ces charges. Quant au béton et à l'armature au-dessus de l'axe neutre, ils reprennent les efforts de compression.

On considère que le béton démontre un comportement élastique jusqu'à environ 50% de sa résistance en compression ce qui définit la limite du moment de service. Toutefois, certains

chercheurs vont plus loin en octroyant un comportement élastique au béton jusqu'à une déformation du béton,  $\varepsilon_c$ , de 0.001 (JAEGER et coll., 1997a). Quoi qu'il en soit, le calcul de l'axe neutre du moment de service peut se dériver comme suit:

$$\sum C = \sum T \quad (7-5)$$

$$0.5cbE_c\varepsilon_c + A_s'E_s\varepsilon_s' = A_fE_f\varepsilon_f + A_sE_s\varepsilon_s \quad (7-6)$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_c} = \frac{(c-s')}{c} \quad \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_c} = \frac{(f-c)}{c} \quad \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{(s-c)}{c} \quad (7-7)$$

Selon la définition de la limite élastique,  $\varepsilon_c$  prend une des valeurs suivantes:

$$\varepsilon_c = \frac{0.5f_c'}{E_c} \quad (7-8)$$

$$\varepsilon_c = 0.001 \quad (7-9)$$

Le module d'élasticité du béton peut être obtenu à l'aide des résultats expérimentaux ou encore calculé selon la norme CSA/CAN3-A23.3-M94:

$$E_c = (3300\sqrt{f_c'} + 6900) \left( \frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (7-10)$$

On obtient, à l'aide des équations 7-6 et 7-7, l'expression suivante pour la position de l'axe neutre:

$$0.5bE_cc^2 + (A_s'E_s + A_fE_f + A_sE_s)c - (A_s'E_ss' + A_fE_ff + A_sE_ss) = 0 \quad (7-11)$$

Le moment de service peut alors être évalué à partir de l'expression suivante:

$$M_{se} = A_s'E_s\varepsilon_s' \left( \frac{c}{3} - s' \right) + A_sE_s\varepsilon_s \left( s - \frac{c}{3} \right) + A_fE_f\varepsilon_f \left( f - \frac{c}{3} \right) \quad (7-12)$$

Bien entendu, le moment de service ne peut excéder le moment ultime. Si par conséquent une rupture ou une plastification de l'armature devait se produire avant que le béton n'atteigne sa limite élastique, un nouveau  $\varepsilon_c$  est calculé en fonction de la rupture de l'armature:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_sc}{(s-c)} \quad \text{ou} \quad \frac{\varepsilon_fc}{(f-c)} \quad (7-13)$$

### 7.2.3 Moment ultime

Lorsque la déformation dans le béton dépasse la limite linéaire élastique établie, le béton est dit avoir un comportement inélastique. La relation  $f_c = E_c\varepsilon_c$  n'est plus valide et une nouvelle

formulation doit être établie. La norme nous permet alors de remplacer cette distribution non-linéaire des contraintes par un bloc rectangulaire de contrainte dit équivalent. Dans un premier temps, cette approximation n'était utilisée que pour des bétons normaux dont la résistance en compression ne dépassait pas les 60 MPa. Depuis, de nouveaux facteurs ont été établis pour répondre à une plus grande étendue de bétons (MITCHELL, 1994). Due à la différence de la courbe contrainte-déformation des bétons hautes résistances et au faible module d'élasticité des barres en PRF entraînant une faible position de l'axe neutre, certains chercheurs ont étudié de paire différents modèles de distribution de contrainte. Ils en conclurent qu'une faible différence existe entre ces distributions et qu'il est sécuritaire d'utiliser une distribution rectangulaire (FAZA, 1991; DURANOVIC et coll., 1997).

Le bloc rectangulaire équivalent de béton en compression se définit comme une contrainte  $\alpha_1 f_c'$  uniformément distribuée sur une longueur  $\beta_1 c$  telle qu'illustrée à la figure 7.2. Les facteurs  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  sont donnés comme suit:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c' \geq 0.67 \quad (7-14)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c' \geq 0.67 \quad (7-15)$$

Il est à noter que les valeurs de  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  données par les équations 7-14 et 7-15 ont été développées pour répondre à une déformation ultime du béton. Pour des raisons de simplicité, ces facteurs sont appliquées pour tout le domaine inélastique du béton par la norme. Une formulation plus précise de ces facteurs qui prend en ligne de compte le niveau de déformation dans le béton peut être retrouvée dans les ouvrages de Collins et Mitchell (COLLINS et coll., 1987).

Par équilibre des forces, on obtient:

$$\alpha_1 f_c' \beta_1 c b + A_s' E_s \varepsilon_s' = A_f E_f \varepsilon_f + A_s E_s \varepsilon_s \quad (7-16)$$

En supposant que les déformations sont linéaires, l'équation 7-7 demeure vraie.

Le calcul de l'axe neutre dépend ensuite de l'élément critique définissant la rupture dont le terme limitatif est introduit dans l'équation d'équilibre. Cet élément peut être l'armature d'acier ( $\varepsilon_s = 0.002$  pour l'acier conventionnel), l'armature en PRF ( $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$ ), le béton ( $\varepsilon_c = 0.0035$ ) ou encore se produire simultanément dans le béton et l'armature. Un exemple de rupture en tension et un exemple de rupture en compression sont donnés aux photos 7.1 et 7.2, respectivement. Les éléments en béton armé de barres en PRFV ont un axe neutre de très faible profondeur pour un

même rapport de renforcement que celui de l'acier. L'armature de compression se trouve donc très peu sollicitée et n'atteint que dans de très rares exceptions sa limite de rupture. Par contre, cette même position de l'axe neutre peut occasionner une rupture prématurée en cisaillement, bien que la théorie prévoit autrement (voir photo 7.3).

Une fois la position de l'axe neutre identifiée, le moment ultime peut être trouvé à l'aide de l'équation suivante:

$$M_u = A_s' E_s \varepsilon_s' \left( \frac{\beta_1 c}{2} - s' \right) + A_s E_s \varepsilon_s \left( s - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_f E_f \varepsilon_f \left( f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (7-17)$$

#### 7.2.4 Rapport de renforcement balancé

La rupture simultanée du béton en compression et de l'armature en tension n'est qu'exceptionnellement rencontrée et l'élément ainsi armé ne peut compter à sa base qu'un type d'armature soit l'acier ou les PRF. En effet, l'élasticité de ces deux matériaux étant très différente, seule une poutre contenant à sa base des PRF et à un niveau beaucoup plus élevé de l'acier peut parvenir à ce mode de rupture. Une telle poutre est cependant d'un point de vue pratique sans intérêt. Toutefois, il peut être intéressant de comparer des rapports de renforcement.

La norme définit la limite de résistance du béton à une déformation ultime de 0.0035. Pour l'acier la déformation limite est établie à  $\varepsilon_{su} = f_{su}/E_s$ , ce qui donne, pour l'acier conventionnel, 0.002. Les éléments armés de barres d'acier possèdent un axe neutre beaucoup plus élevé que ceux armés de PRF, et une plastification de l'armature de compression est possible. Les équations régissant le pourcentage d'armature d'acier balancé sont très bien présentées dans les handbooks et ne feront pas l'objet d'une étude plus approfondie. Le cas balancé pour un élément en béton armé de barres en PRF peut s'écrire comme suit:

$$\frac{c}{f} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} = \frac{0.0035}{0.0035 + \varepsilon_{fu}} \quad (7-18)$$

En supposant aucune plastification de l'armature en compression, en remplaçant  $\varepsilon_{cu}$  par sa valeur dans l'équation d'équilibre et en éliminant le terme consacré à l'acier d'armature en tension, on obtient, pour une rupture simultanée du béton et de l'armature en PRF, l'équation quadratique suivante:

$$286\alpha_1\beta_1f_c'bc^2 + (A_s'E_s + A_fE_f)c - (A_s'E_s s' + A_fE_f f) = 0 \quad (7-19)$$

L'équation pour l'axe neutre est très lourde et par conséquent l'isolement du pourcentage d'armature balancé devient très compliqué. Sachant cependant que l'axe neutre chez les PRFV est très faible,  $\varepsilon_s'$  devient négligeable et l'axe neutre, pour une section armée d'un seul lit d'armature, peut alors s'exprimer comme suit:

$$c = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fu}}{\alpha_1 \beta_1 f_c' b} \quad (7-20)$$

En remplaçant la valeur de c dans l'équation 7-18, on obtient:

$$\rho_b = \frac{A_f}{bd} = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_c'}{f_{fu}} \left( \frac{0.0035}{0.0035 + \varepsilon_{fu}} \right) \quad (7-21)$$

Un pourcentage d'armature plus faible que le pourcentage d'armature balancé entraînera une rupture en tension des tiges en PRF alors qu'un pourcentage plus élevé entraînera théoriquement une rupture du béton en compression.

### 7.3 Largeur de fissure

Étant donné que les éléments en béton armé de PRF présentent une grande déflexion et des fissures très larges, ces facteurs et non la résistance ultime de l'élément deviennent critique pour le design. Il est donc impériale de bien définir ces paramètres.

La norme canadienne et la norme américaine utilisent l'équation de Gergely-Lutz pour calculer la largeur maximale des fissures dans un élément en béton armé de barres d'acier:

$$w = 11 \times 10^{-6} f_s \frac{h_2}{h_1} \sqrt{d_c A} \quad (7-22)$$

L'article 10.6.4 de la norme CSA/CAN3-A23.3-M94 stipule que la largeur maximale des fissures à la limite élastique du béton ne doit pas dépasser 0.33 mm pour un élément structural exposé et 0.40 mm pour un élément structural non-exposé.

L'équation de Gergely-Lutz a été vérifiée par Masmoudi pour les éléments en béton armé de barres en PRF. Les résultats révélèrent que la largeur des fissures diffère d'un type de barre d'armature à l'autre dû à ce qui pourrait être l'état de surface (MASMOUDI, 1996). Un nouveau coefficient,  $K_g$ , a été calculé pour remplacer le coefficient de  $11 \times 10^{-6}$  dans l'équation de Gergely-Lutz. Ce coefficient est de  $48.66 \pm 8.60 \times 10^{-6}$  pour les barres Isorod et  $82.11 \pm 19.60 \times 10^{-6}$  pour les barres Kodiak (MASMOUDI, 1996). Une étude similaire accorda une valeur de  $K_g$



de  $40.9 \pm 9.5 \times 10^{-6}$  pour les barres C-BAR (MASMOUDI et coll., 1997). Les résultats théoriques concordent assez bien avec les résultats expérimentaux.

En 1972, Watstein & Bresler ont publié une étude, concernant l'espacement moyen entre les fissures à l'état de service, pour les éléments en béton armé d'acier. De cette étude a découlé l'équation suivante:

$$l = \frac{2f_r A}{\pi D \mu_m} \quad (7-23)$$

Des chercheurs ont utilisé cette équation et l'ont combinée à un rapport du comité ACI 224.2R-86 reconnaissant que la largeur de fissure peut être estimée en multipliant la déformation de l'armature par l'espacement moyen des fissures (FAZA et coll., 1993).

$$w_{\max} = \varepsilon_f l = \frac{2\varepsilon_f f_r A}{\pi D \mu_m} \quad (7-24)$$

Selon les auteurs, cette équation coïncide mieux avec les résultats expérimentaux que l'équation modifiée de Gergely-Lutz où  $f_s$  a été remplacé par  $4f_r$ .

#### 7.4 Déflexion

Le faible module d'élasticité des PRF entraîne une grande déflexion des éléments en béton ainsi renforcés. Comparativement à l'acier, on peut parler d'un rapport de déflexion semblable à l'inverse du rapport des modules d'élasticité (FAZA et coll., 1992; SAADAMANESH 1994).

La déflexion avant fissuration peut être facilement trouvée en utilisant les principes de base de la résistance des matériaux; c'est à dire en assumant que l'élément structural est homogène et élastique. La rigidité flexionnelle,  $EI$ , peut alors être estimée en utilisant le module d'élasticité du béton,  $E_c$ , et le moment d'inertie brute de la section,  $I_g$ . Pour un élément simplement supporté auquel on applique symétriquement deux charges concentrées, la déflexion maximale est donnée comme suit:

$$\Delta = \Delta_{\text{flexion}} + \Delta_{\text{cisaillement}} \quad (7-25)$$

$$\Delta = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2) + \frac{Ph^2 a}{10GI} \quad (7-26)$$

$$\Delta = \frac{M_a}{120E_c I_g} [15L^2 - 20a^2 + 24h^2 (1 + \nu_c)] \quad (7-27)$$

Il est à noter que la déflexion apportée par le cisaillement demeure faible et pourrait donc être négligée.

Les calculs se corsent cependant après la fissuration où la contribution du béton dans la zone en tension est considérée négligeable. La rigidité flexionnelle,  $EI$ , chute alors et varie en fonction de la fissuration. Puisque le degré de fissuration change tout au long de l'élément, la rigidité change aussi. La rigidité minimale est obtenue au moment d'inertie de fissuration,  $I_{cr}$ .

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + A_s'(\eta_s - 1)(c - s')^2 + \sum_{i=1}^n \eta_i A_i (d_i - c)^2 \quad (7-28)$$

La rigidité actuelle se situe donc entre  $E_c I_g$  et  $E_c I_{cr}$ . Au fur et à mesure que le chargement augmente, la fissuration se propage de sorte à ce que la rigidité s'approche de  $E_c I_{cr}$ . Les codes canadiens et américains ont donc adopté une inertie effective défini par l'équation de Branson comme suit:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g \quad (7-29)$$

L'équation de Branson a cependant démontré surestimer le moment d'inertie des éléments en béton armé de PRF (FAZA, 1991; BROWN et coll., 1993; MASMOUDI, 1996; HAMID et coll., 1998). Plusieurs modifications ont donc été apportées à cette formule.

Brown et ses collaborateurs ont suggéré que l'exposant 3 de l'équation de Branson soit remplacé par une puissance 4 ou 5 (BROWN et coll., 1993) ce qui a pour résultat une diminution plus rapide du moment d'inertie effective. Cette approche non seulement réduit la rigidité de la section mais, selon les auteurs, conduit à une prédiction raisonnable de la déflexion.

D'autres chercheurs ont proposé un coefficient  $\beta$  visant à réduire le moment d'inertie brute de l'équation de Branson (BENMOKRANE et coll., 1996c).

$$I_e = I_{cr} + (\beta I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g \quad (7-30)$$

Ce coefficient dépend du type de barre utilisé. Il fut trouvé que pour les tiges Isorod et Kodiak ce coefficient est égal à 0.21 alors que pour les tiges C-BAR on parle de 0.6 (MASMOUDI, 1996; MASMOUDI et coll. 1997).

Due à la nature du réseau de fissuration et à la propagation et la hauteur de l'axe neutre, qui chez les barres en PRF est très faible, des chercheurs ont introduit une nouvelle approche

pour le calcul du moment d'inertie effective (FAZA, 1991; GANGARAO, et coll., 1996). Celle-ci considère, pour un élément sollicité tel qu'à l'équation 7-27, une section de béton complètement fissurée entre les deux points de charge alors que les sections d'extrémité sont considérées partiellement fissurées. Le moment d'inertie de fissuration,  $I_{cr}$ , est donc utilisé dans la section centrale de l'élément et le moment d'inertie effective de l'équation 7-29 est utilisé aux deux sections d'extrémité. L'expression pour la déflexion peut alors être formulée comme suit:

$$\Delta = \frac{M_a}{E_c} \left( \frac{4a(L-a) + (L-a)^2}{8I_{cr}} + \frac{a^2}{3I_e} \right) \quad (7-31)$$

Quand les charges sont appliquées au tiers central, la déflexion maximale est réduite à l'expression suivante:

$$\Delta = \frac{3000 M_a L^2}{27 E_c I_m} \quad (7-32)$$

où

$$I_m = \frac{24 I_{cr} I_e}{8 I_{cr} + 15 I_e} \quad (7-33)$$

La norme CSA/CAN3-A23.3-M94 prévoit à l'article 9.5.4.5 une déflexion immédiate due aux charges vives ne devant pas dépasser  $L/180$  pour les plafonds plats et  $L/360$  pour les planchers.

## 7.5 Déformabilité

Comme il a été discuté à la section 6.5, les éléments en béton armé de PRF ne possèdent aucune ductilité, les barres en PRF étant élastiques jusqu'à la rupture (VIJAY et coll., 1996). Puisque la largeur des fissures et la déflexion sont les facteurs qui contrôlent le design des éléments fléchis en béton armé de PRF, ces éléments possèdent une grande réserve de résistance pouvant être fort utile dans les zones sismiques. Une nouvelle méthode visant à comparer la sécurité de l'acier et des PRF s'avère donc nécessaire.

En 1995, des chercheurs se sont penchés sur cette question de laquelle est né le facteur-J (JEAGER et coll., 1995; MUFTI et coll., 1996). Ce facteur prend en considération l'augmentation de la résistance ainsi que l'augmentation des déformations puisqu'une déformation illimitée est d'autant plus bénéfique si la résistance augmente aussi. Outre les hypothèses de base provenant du calcul aux états limites, les équations développées pour le calcul de ce facteur idéalisent le comportement des matériaux. L'acier est ainsi considéré parfaitement élastique-plastique et les PRF parfaitement élastiques jusqu'à la rupture. Quant au

béton, on lui octroie un comportement linéaire jusqu'à une déformation de 0.001 et on lui fixe une déformation ultime à 0.0035. Le facteur-J s'énonce donc comme suit:

$$\text{facteur-J} = \text{facteur de résistance} \times \text{facteur de déformation (courbure ou déflexion)} \quad (7-34)$$

$$\text{facteur de résistance} = \frac{\text{moment ultime}}{\text{moment quand } \varepsilon_c = 0.001} \quad (7-35)$$

$$\text{facteur de courbure} = \frac{\text{courbure ultime}}{\text{courbure quand } \varepsilon_c = 0.001} \quad (7-36)$$

$$\text{facteur de déflexion} = \frac{\text{déflexion ultime}}{\text{déflexion quand } \varepsilon_c = 0.001} \quad (7-37)$$

Dans l'expression ci-dessus, le facteur de courbure et le facteur de déflexion sont égaux. La courbure est donnée comme suit:

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_i}{d_i} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (7-38)$$

De même, la déflexion s'exprime comme suit:

$$\Delta = cste \times \left( \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_i}{d_i} \right) = cste \times \left( \frac{\varepsilon_c}{c} \right) \quad (7-39)$$

La constante est fonction du mode de chargement. Lorsque la rupture complète de l'élément est causée par le béton, le facteur de courbure et le facteur de déflexion se réduisent à ceci:

$$\text{facteur de courbure} = \text{facteur de déflexion} = \frac{\varepsilon_{c0.0035} / c_{0.0035}}{\varepsilon_{c0.001} / c_{0.001}} = 3.5 \left( \frac{c_{0.001}}{c_{0.0035}} \right) \quad (7-40)$$

D'après Jaeger, un élément en béton armé rectangulaire est considéré sécuritaire s'il possède un facteur-J égal ou supérieur à 6 (JAEGER et coll., 1997b).

## SECTION B: PROJET DE RECHERCHE

Le projet de recherche se veut une continuité des essais déjà entrepris à l'Université de Sherbrooke et de part le monde sur l'utilisation des barres en PRFV comme armature à béton. Il se divise en trois volets. Chacun d'eux vise à parfaire l'état des connaissances actuelles sur les armatures en PRFV de façon à établir les premiers rudiments de design de poutres en béton armé de PRFV.

Le premier volet se veut une étude sur le comportement en flexion de poutres en béton armé d'un nouveau type de barre en PRFV. Le deuxième volet consiste à étudier le comportement à la flexion de poutres en béton armé à la fois d'acier et de PRFV. En dernier lieu, les résultats sur le comportement en flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de PRFV sont apportés.

## 8. PROGRAMMES EXPERIMENTAUX

### 8.1 Introduction

Ce chapitre présente par ordre successif les différents programmes expérimentaux. Les objectifs visés, les paramètres d'études, les propriétés des matériaux utilisés, la confection et la nomenclature des échantillons, l'instrumentation ainsi que la méthodologie de l'essai sont présentés pour chaque programme expérimental.

### 8.2 Comportement à la flexion de poutres en béton armé de tiges C-BAR

Les tiges C-BAR à crénelures semblables à celles de l'acier viennent récemment d'être produites. Selon le manufacturier, ces barres posséderaient une adhérence aussi forte que l'acier (THERIAULT et coll., 1997b, BENMOKRANE et coll., 1996a; MARSHALL INDUSTRIES COMPOSITES INC., 1995).

#### 8.2.1 Objectifs

L'objectif primaire de cette étude est d'examiner le comportement à la flexion de poutres en béton armé de barres en PRFV connues sous le nom de C-BAR. Les objectifs secondaires peuvent se résumer comme suit:

1. Etablir des équations de design régissant le comportement de ces poutres.
2. Vérifier si la configuration de surface de ces tiges produit réellement une meilleure adhérence permettant de réduire la largeur de fissuration.
3. Permettre une comparaison directe des résultats obtenus avec ceux déjà publiés pour un même type de poutre utilisant par contre une autre tige en PRFV.

#### 8.2.2 Paramètres d'étude

Les paramètres suivants font l'objet de cette étude: pourcentage d'armature, résistance du béton en compression et mode de chargement. L'effet de ces paramètres sur la position de l'axe neutre, la largeur, l'espacement et la distribution des fissures, la déflexion, la capacité portante, la déformabilité et le mode de rupture est abordé.

#### 8.2.3 Matériaux

L'armature de tension consiste uniquement de tiges C-BAR. Ces tiges, produites par

Marshall Industries Composites Inc., sont fabriquées par pultrusion. Quatre différents types de fibre et deux différents grades basés sur les déformations et les caractéristiques de surface existent pour ces barres. Les barres de type 1 grade B de 12.3 mm de diamètre sont utilisées pour cette étude. Elles sont composées de verre E à 70% relié par une résine vinylester. Leurs déformations de surface sont semblables à celles de l'acier telles que démontrées à la photo 8.1. Ces crénelures contiennent uniquement de la résine appliquée à partir d'un procédé de moulage. Un résumé des propriétés de ces tiges est présenté au tableau 8.1.

Les étriers et l'armature de compression utilisés dans le cadre de ce volet sont fait d'acier conventionnel lisse de 6 mm de diamètre.

Trois différents bétons ont été utilisés lors de cette étude soit un béton dit de résistance normale, un béton de haute résistance et un béton de très haute résistance. Les compositions de ces bétons sont présentées au tableau 8.2. Tous ces bétons ont été préparés au laboratoire du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Ils ont mûri pendant au moins 28 jours dans l'eau avant l'essai. Six cylindres de 100x200 ont été coulés en même temps que les poutres et conservés dans les mêmes conditions. Au jour de l'essai, des tests portant sur la résistance à la compression des cylindres ont été réalisés. Ces résultats sont présentés au tableau 8.3.

#### 8.2.4 Poutres d'essai

Les poutres d'essai ont une longueur totale de 1800 mm, une largeur de 130 mm et une hauteur de 180 mm. Chaque poutre comprend des étriers espacés de 80 mm et deux armatures d'acier lisse en compression (voir photo 8.2). Le recouvrement de béton utilisé est de 20 mm. L'espacement entre deux couches successives d'armature en tension est de 25 mm. Trois différents bétons et deux rapports de renforcement sont étudiés dans ce volet pour un total de six différents spécimens. Chaque spécimen a été doublé formant en tout 12 poutres. Plus de détails sur le renforcement des poutres d'essai sont présentés aux figures 8.1 et 8.2. La nomenclature de ces poutres est présentée au tableau 8.3 et se lit comme suit: les deux premières lettres indiquent des poutres utilisant C-BAR (**B**eams using **C**-BAR); le chiffre qui suit représente le nombre d'armature en tension utilisé; la lettre suivante désigne le mélange de béton employé tel qu'indiqué au tableau 8.2; finalement, la dernière lettre différencie les duplicas.

#### 8.2.5 Méthodologie

Avant la coulée du béton et l'application des jauges, la surface de l'armature subit un sablage local pour favoriser l'adhésion et éviter un bris prématuré de la jauge. Chaque niveau de barre d'armature en tension est instrumenté d'au moins une jauge de déformation au centre de la barre. Pour les poutres ne contenant qu'un seul niveau d'armature en tension, une jauge est aussi installée sur l'acier de compression pour assurer un bon suivi de l'axe neutre. La surface de ces jauges ainsi que les fils électriques sont protégés de l'effet corrosif du béton par un ruban adhésif.

Deux jours avant l'essai, alors que la face supérieure de la poutre est sèche, les pores grossiers à la surface du béton en compression sont fermés à l'aide d'une résine epoxyde. Une fois cette zone bien polie, une jauge visant la lecture des déformations du béton est appliquée au centre de la poutre. Un côté de la poutre est ensuite peinturé en blanc et un quadrillage est tracé pour permettre de relever plus facilement le réseau de fissuration.

A l'essai, chaque poutre est montée sur deux appuis simples, pour une portée totale de 1500 mm. Un vérin hydraulique, d'une capacité de 200 kN, est centré et appuyé sur une plaque en acier reposant sur deux appuis simples distancés de 500 mm (voir figure 8.3). Un LVDT est installé à mi-portée pour rapporter la déflexion. Un système d'acquisition de données est relié aux jauges de déformations, au LVDT et aux vérins hydrauliques. Le taux de chargement est réalisé par incrément de 5 kN. A tous les 10 kN, le duplicas B de chaque poutre (à l'exception de la poutre BC4NB) subit un cycle de charge/décharge. A la fin de chaque étape, la largeur de la première fissure à s'être produite est mesurée à l'aide d'un microscope et le réseau de fissure est relevé. Le chargement est poursuivi jusqu'à la rupture de la poutre.

### 8.3 **Comportement à la flexion de poutres en béton armé conjointement de barres d'acier et de PRFV**

Ce programme se divise en deux parties. Une première série d'essai consiste à comparer le comportement à la flexion d'une poutre armée à la fois d'acier et de PRFV à différentes alternatives. La deuxième série se veut une étude sur l'effet du pourcentage d'armature en PRFV sur les poutres doublement renforcées (THERIAULT et coll., 1996).

#### 8.3.1 Objectifs

L'objectif primaire de cette étude est de déterminer si les poutres en béton armé d'acier et de



PRFV peuvent avantageusement être utilisées en flexion pour remplacer les poutres conventionnelles en béton armé. Les objectifs secondaires peuvent se résumer comme suit:

1. Faciliter l'intégration des armatures en PRFV sur le marché.
2. Vérifier si l'utilisation d'armature conjointe peut ralentir l'initiation de la corrosion de l'acier.
3. Examiner si les barres d'acier pourraient éventuellement être utilisées dans les poutres en béton armé de PRFV pour diminuer la déflexion et la largeur de fissure tout en assurant une ductilité.

### 8.3.2 Paramètres d'études

Le programme expérimental vise la comparaison théorique et expérimentale du comportement à la flexion de poutres en béton armé d'acier, de poutres en béton armé de PRFV et de poutres en béton armé d'une combinaison d'armature d'acier et de PRFV. Les paramètres suivants sont à l'étude: type de renforcement, épaisseur de recouvrement de béton, % d'armature en PRFV, % de renforcement et mode de chargement. Les effets de ces paramètres sur la position de l'axe neutre, la largeur, l'espacement et la distribution des fissures, la déformation résiduelle, la déflexion, la capacité de recouvrement, la capacité portante, la déformabilité et le mode de rupture sont abordés.

### 8.3.3 Matériaux

L'armature en PRFV utilisée dans cette étude est connue sous le nom commercial d'Isorod. Rappelons que ces tiges sont produites au Québec par Pultrall Inc. par le processus continu de pultrusion. Elles sont constituées de fibres de verre E à 75% reliées par une résine polyester. L'adhérence béton/armature est pourvue par un enroulement hélicoïdal en fibre de verre E et par des grains de sable d'une granulométrie spécifique. La photo 8.3 montre l'une de ces tiges. Trois différents diamètres de ces tiges sont utilisés soit le 12.7 le 15.9 et le 19.1 mm. Un résumé des propriétés de ces tiges est présenté au tableau 8.4.

Deux diamètres d'armature d'acier conventionnel crénelée sont utilisés dans cette étude, soient le 15.9 mm et le 19.1 mm. Ces barres ont une limite élastique établie par la norme à une déformation  $\epsilon_s$  de 0.002 et une contrainte  $f_s$  de 400 MPa et une limite élastique réelle à une déformation  $\epsilon_s$  de 0.0024 et une contrainte  $f_s$  de 480 MPa. Il est à noter que le module en tension de l'acier est de 200 GPa. Toutes autres informations concernant ces armatures peuvent être retrouvées dans les handbooks.

Les étriers et l'armature de compression utilisés dans le cadre de ce volet sont fait de barres d'acier de 11.3 mm de diamètre. Les étriers sont constitués de barres crénelées alors que l'armature de compression est lisse.

Un seul mélange de béton a été utilisé lors de cette étude soit un béton commercial. La composition de ce béton est présentée au tableau 8.5. Les poutres ont mûri pendant au moins 28 jours avant l'essai. Les premières coulées de béton, identifiées chez les poutres comme échantillon A (exception faite de F500A et F900A), ont subi une cure extérieure à l'aide de jutes humides pendant sept jours. Quant aux autres poutres, elles ont mûri dans l'eau jusqu'à quelques jours de l'essai. Six cylindres de 100x200 ont été coulés en même temps que les poutres et conservés dans les mêmes conditions. Au jour de l'essai, des tests portant sur la résistance à la compression des cylindres ont été réalisés. Ces résultats sont présentés au tableau 8.6.

#### 8.3.4 Poutres d'essai

Les poutres d'essai ont une longueur totale de 3300 mm, une largeur de 200 mm et une hauteur de 300 mm. Chaque poutre comprend des étriers espacés de 80 mm et deux armatures d'acier lisse en compression. Le recouvrement de béton utilisé est de 30 mm. L'espacement entre deux couches successives d'armature en tension est de 25 mm, soit la plus petite distance permise entre des barres d'armature. Dix différents modèles de poutre sont étudiés. Chacun de ces modèles a été fabriqué en deux ou trois exemplaires pour un total de 26 poutres. Plus de détails sur le renforcement des poutres d'essai sont présentés aux figures 8.4 et 8.5. La nomenclature de ces poutres est présentée au tableau 8.6 et se lit comme suit: la première lettre révèle le type d'armature en tension au niveau inférieur, F: PRF, S: acier et 0 pour aucune armature; le chiffre suivant indique le diamètre de l'armature au niveau inférieur, 2: 12.7 mm, 5: 15.9 mm, 9: 19.1 mm et 0 pour aucune armature; le troisième symbole représente le type d'armature en tension au niveau supérieur; finalement le dernier chiffre indique le diamètre de l'armature en tension au niveau supérieur.

#### 8.3.5 Méthodologie

Avant la coulée du béton et l'application des jauges, la surface de l'armature subit un sablage local pour favoriser l'adhésion et éviter un bris prématuré de la jauge. Chaque niveau de barre d'armature en tension est instrumenté d'au moins une jauge de déformation au centre de la

barre. Les surfaces des jauges ainsi que des fils électriques sont protégées de l'effet corrosif du béton par un ruban adhésif.

Deux jours avant l'essai, alors que la face supérieure de la poutre est sèche, les pores grossiers à la surface du béton en compression sont fermés à l'aide d'une résine epoxyde. Une fois cette zone bien polie, une jauge visant la lecture des déformations du béton est appliquée au centre de la poutre. Un côté de la poutre est ensuite peinturé en blanc et un quadrillage est tracé pour permettre de relever plus facilement le réseau de fissuration.

A l'essai, chaque poutre est montée sur deux appuis simples, pour une portée totale de 3000 mm (voir photo 8.4). Deux vérins hydrauliques distancés de 500 mm et d'une capacité de 200 kN chacun sont centrés symétriquement à la poutre (voir figure 8.6). Un LVDT est installé à mi-portée pour rapporter la déflexion. Un système d'acquisition de données est relié aux jauges de déformations, au LVDT et aux vérins hydrauliques. Le taux de chargement est réalisé par incrément de 5 kN. A la fissuration et à tous les 10 kN, l'exemplaire C de chaque poutre subit un cycle de charge/décharge. A la fin de chaque étape, la largeur de la première fissure à s'être produite est mesurée à l'aide d'un microscope et le réseau de fissure est relevé. Le chargement est poursuivi jusqu'à la rupture de la poutre.

## **8.4 Comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton renforcé de tiges en PRF**

Les poutres en béton armé de PRF ont fait l'objet de plusieurs études. Cependant, les dalles, un élément structural aussi important que les poutres, n'ont fait l'objet que de quelques études disparates (THERIAULT et coll., 1997d).

### **8.4.1 Objectifs**

L'objectif primaire de cette étude est d'examiner le comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de barres en PRFV. Les objectifs secondaires peuvent se résumer comme suit:

1. Vérifier si les équations de design régissant le comportement des poutres sont applicables aux dalles.
2. Permettre une comparaison directe des résultats obtenus avec ceux déjà publiés pour une même configuration de dalle utilisant par contre une autre tige en PRFV.

#### 8.4.2 Paramètres d'étude

Les paramètres suivants font l'objet de cette étude: pourcentage d'armature, épaisseur de la dalle et mode de chargement. Les effets de ces paramètres sur la position de l'axe neutre, la largeur, l'espacement et la distribution des fissures, la déflexion, la résistance au cisaillement, la capacité portante, la capacité de recouvrement, la déformabilité et le mode de rupture sont abordés.

#### 8.4.3 Matériaux

Les armatures longitudinales et transversales consistent uniquement de tiges C-BAR. Ces tiges sont décrites à la section 8.2.3. Les barres de type 1 grade B de 12.3 mm et de 15.9 mm de diamètre sont utilisées pour cette étude. Un résumé des propriétés de ces tiges a été présenté au tableau 8.1

Un quadrillage métallique de 100x100 mm (4x4") et de 4x4 mm de diamètre est utilisé comme armature de retrait et fluage dans la partie supérieure de la dalle (voir photo 8.5).

Un béton commercial a été utilisé lors de cette étude. La composition de ce béton est présentée au tableau 8.5. Les dalles ont subi une cure extérieure à l'aide de jutes humides pendant sept jours. Elles ont ensuite mûri à l'air ambiant du laboratoire. Lors de l'essai, chaque dalle était âgée d'au moins 28 jours. Huit cylindres de 100x200 mm et deux mini-poutres de 300x100x100 mm ont été coulés en même temps que les dalles et conservés dans les mêmes conditions. Au jour de l'essai, des tests portant sur la résistance à la compression, le module d'élasticité et le module de rupture du béton ont été réalisés. Ces résultats sont présentés au tableau 8.7.

#### 8.4.4 Dalles d'essai

Les dalles d'essai ont une longueur totale de 3300 mm, une largeur de 1000 mm et une épaisseur de 150 ou 200 mm. Chaque dalle comprend un treillis métallique disposé à 40 mm de la surface (voir photo 8.5). De plus, chaque dalle est munie du minimum d'armature transversale requis par la norme pour reprendre le retrait et le fluage du béton ( $0.002 Lxh$ ). Ces barres de 12.3 mm de diamètre disposées symétriquement sont au nombre de 9 dans les dalles de 150 mm d'épaisseur et au nombre de 12 dans les dalles de 200 mm d'épaisseur. Le recouvrement de béton utilisé est de 40 mm. Deux rapports de renforcement et deux hauteurs de dalle sont étudiés dans ce volet pour un total de quatre différents spécimens. Un modèle de dalle a été doublé formant en tout 5 dalles. Plus de détails sur le renforcement des dalles d'essai sont donnés aux figures 8.7 et

8.8. La nomenclature des dalles est présentée aux tableaux 8.7 et 8.8 et se lit comme suit: les deux premières lettres indiquent des dalles utilisant C-BAR (Slabs using C-BAR); le nombre qui suit représente l'épaisseur de la dalle, 150: 150 mm, 200: 200 mm; la lettre suivante désigne le pourcentage d'armature, U: sous-renforcé, O: sur-renforcé; finalement, la dernière lettre différencie les répliques.

#### 8.4.5 Méthodologie

Avant la coulée du béton et l'application des jauges, la surface de l'armature subit un sablage local pour favoriser l'adhésion et éviter un bris prématuré de la jauge. Au moins une barre d'armature longitudinale sur deux est instrumentée à son centre d'une jauge de déformation. Certaines barres possèdent, en plus de la jauge centrale, des jauges situées à 50 et 100 mm du centre de la barre pour étudier la répartition de la charge. Les surfaces des jauges et des fils électriques sont protégées de l'effet corrosif du béton par un ruban adhésif. Une fois le béton mis en place, des vis sont insérées dans le béton frais pour permettre l'installation de LVDT.

Deux jours avant l'essai, les pores grossiers à la surface du béton sont fermés à l'aide d'une résine epoxyde. Une fois cette zone bien polie, une à trois jauges sont appliquées à la surface centrale de la dalle. La dalle SB150OB a de plus été instrumentée de trois jauges collées sur le côté du béton, pour mieux suivre la position de l'axe neutre.

A l'essai, chaque dalle est montée sur deux appuis simples, pour une portée totale de 3000 mm (voir photo 8.6). Un vérin d'une capacité de 250 kN, est centré et appuyé sur un train de charge en acier reposant sur deux appuis simples distancés de 1000 mm (voir figure 8.9). Un à deux LVDT sont installés à mi-portée pour rapporter la déflexion. De plus, les dalles, exception faite de la dalle SB150OB, sont instrumentées de deux LVDT horizontaux pour mesurer les déformations dans le béton en compression et de un LVDT horizontal pour mesurer les déformations au niveau de l'armature. Un système d'acquisition de donnée est relié aux jauges de déformation, au LVDT et au vérin. Le taux de chargement initial est de 0.6 mm/min ou 5 kN/min, selon la dalle, jusqu'à fissuration. La vitesse est ensuite augmentée à 1.2 mm/min jusqu'à environ 60% de la charge théorique de rupture, après quoi elle est fixée à 2 mm/min. A chaque apparition de fissure, le chargement est arrêté et la fissure est identifiée par un numéro indiquant son ordre d'apparition. La largeur, la hauteur et la position de la fissure sont prises en note et la largeur de la plus haute fissure est relevée à l'aide d'un microscope. L'ascension de la fissuration est de même relevée à

chaque arrêt. Le chargement est poursuivi jusqu'à la rupture de la dalle. Quant à la dalle SB150OB, elle a été soumise à deux chargements cycliques avant d'être amenée à la rupture. Un premier chargement cyclique de deux millions de cycles a été effectué à la charge de service soit à une amplitude programmée variant entre 12 et 22 kN et à une fréquence de 4 Hz. Un deuxième chargement cyclique de 1.25 millions de cycles a été effectué à environ 30% de la résistance des tiges en PRFV soit à une amplitude programmée variant entre 22 et 45 kN et à une fréquence de 1 Hz.

## 9. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

### 9.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux des différentes études. La résistance, les déformations, la position de l'axe neutre, la fissuration, la déflexion et la déformabilité de chaque élément sont analysés selon les considérations de design présentés au chapitre 7. L'effet des différents paramètres d'étude est discuté et si cela s'avère nécessaire, de nouvelles équations de design sont présentées.

### 9.2 Comportement à la flexion de poutres en béton armé de tiges C-BAR

Des difficultés rencontrées au niveau de la lecture de la déflexion pour une première poutre BC4N ont entraîné l'étude que de chargements monotoniques sur ces poutres. Possiblement une cure prolongé des poutres en béton normal a conduit à une résistance du béton plus élevée que prévue. Ce mélange, utilisé dans des études antérieures, avait donné des résistances d'environ 35 MPa (MASMOUDI, 1996).

#### 9.2.1 Capacité portante

Selon les calculs du rapport de renforcement actuel ( $A_f/bd$ ) et du rapport de renforcement balancé (Eq. 7-21) présentés au tableau 9.1, toutes les poutres sont sur-armées. Une rupture initialisée par le béton comprimé est donc prévue. Le tableau 9.2 présente les résistances théoriques, expérimentales et observées des poutres étudiées.

#### *Moment de fissuration*

Le moment de fissuration théorique a été calculé de deux différentes façons au tableau 9.3. Les valeurs de la colonne  $M_{cr-th.1}$  ont été calculées en utilisant, dans l'équation du moment de fissuration (Eq. 7-1), le moment d'inertie des aires équivalentes décrit par l'équation 7-4. Les valeurs de la colonne  $M_{cr-th.2}$  utilisent l'inertie de la section brute dans le calcul du moment de fissuration. Comme on peut le constater en comparant ces deux colonnes, la transformation de l'aire de l'armature en PRF en aire de béton équivalente ne modifie que très légèrement le moment de fissuration due au faible module d'élasticité des PRF. Le calcul du moment de fissuration peut donc être grandement simplifié en négligeant l'armature. Une comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux démontre aussi que le moment de fissuration observé est légèrement

sous estimé par les équations théoriques, exception faite des poutres utilisant le béton haute résistance. Pour ces bétons, une évaluation expérimentale du module de rupture pourrait s'avérer plus juste.

Le tableau 9.2 évalue le moment de fissuration théorique et expérimental selon la déformation en tension du béton donnée par le module de rupture. Le moment de fissuration observé est celui qui s'est produit juste avant la chute de l'axe neutre. Il est à noter que la lecture des déformations peut être sujette à interprétation puisqu'elle dépend directement de la lecture d'une jauge. Selon les résultats de ce tableau, le moment de fissuration théorique s'apparente plus au moment de fissuration expérimental qu'au moment de fissuration observé. Les lectures des déformations s'étant produites au  $M_{cr-ob.}$  font place à de grandes fluctuations d'où la difficulté d'une prédiction plus exacte de la fissuration.

#### *Moment de service*

Le moment de service théorique, calculé d'après les équations 7-11 et 7-12, est présenté au tableau 9.2. Le  $M_{se-ex.}$  représente le moment à une lecture de déformation du béton en compression donnée par l'équation 7-8, alors que le  $M_{se-ob.}$  est celui obtenu expérimentalement à la fin du comportement linéaire du béton tel que lu sur les courbes de déformation. A l'exception des poutres BC2V, tous les  $M_{se-ex.}$  excèdent les  $M_{se-th.}$  Cette différence est de l'ordre de 7 à 27% du  $M_{se-th.}$  ce qui est, compte tenu des facteurs de sous résistance des matériaux applicables pour le design, une marge appréciable. De plus, les  $M_{se-ob.}$  surpassent ou équivalent tous les  $M_{se-ex.}$ , disparité qui augmente avec la diminution du rapport de renforcement. En d'autre terme, une plus grande limite d'élasticité du béton pourrait être tolérée. Ainsi, la limite établie à l'équation 7-9 s'avère raisonnable.

#### *Moment ultime*

Le moment ultime observé,  $M_u-ob.$ , et le moment ultime théorique,  $M_u-th.$ , sont présentés au tableau 9.4. Le  $M_u-th.$  est calculé d'après les équations 7-16 et 7-17 en utilisant le béton comme critère de rupture ( $\rho_{actuel} > \rho_{balancé}$ ). D'après ces résultats, au fur et à mesure que la résistance du béton et le rapport de renforcement augmentent, le moment ultime augmente. Cette augmentation est cependant faible et limitée par la rupture du béton en compression.

Un moment ultime observé légèrement plus élevé que le moment ultime théorique a



conduit à quelques reprises à une rupture en cisaillement bien que, en théorie, une rupture en compression aurait dû se produire (voir photos 9.1 et 9.2). Les étriers en acier lisse, offrant qu'une faible adhérence, ne peuvent expliquer à eux seuls une rupture en cisaillement de ces poutres. Les très hautes fissures, venant de l'utilisation de PRFV, amènent un plus faible apport de résistance en cisaillement du béton que celui prévu par la norme de l'acier. L'action de goujon des PRF est aussi beaucoup plus faible que l'acier nécessitant le développement de nouvelles formules pour la résistance en cisaillement des poutres en béton armé de PRF.

A l'instar du moment de fissuration et du moment de service, le moment ultime expérimental du tableau 9.2 est évalué à une déformation du béton en compression conforme à la théorie soit 0.0035. Cette déformation n'est toutefois pas toujours atteinte, surtout chez les bétons de plus faible résistance avec un faible rapport de renforcement. Néanmoins, le moment ultime expérimental s'apparente plus à la théorie que le moment ultime observé. Cependant, le grand écart des déformations observées à la rupture du béton (0.0032 à 0.0042) rend probabiliste une formulation plus précise de  $\epsilon_{cu}$ .

### 9.2.2 Déformation

Les déformations subites, au cours des essais, par les armatures et le béton comprimé sont présentées aux figures 9.1 à 9.12. Ces figures montrent un gain abrupt des déformations lors de la fissuration de la poutre. Ce gain est d'autant plus important lorsqu'il s'agit d'armature en PRFV, de la position la plus basse de l'armature (L2), de poutres en à béton haute résistance et du rapport de renforcement le plus faible. Les déformations dans le béton et dans les armatures demeurent essentiellement linéaires même après plusieurs cycles de charge/décharge. De plus, les déformations résiduelles sont faibles; c'est à dire moins de 15% de la déformation ultime pour le béton et moins de 10% de la déformation ultime pour l'armature en PRFV pour des chargements allant jusqu'à 85% de la résistance totale de la poutre.

### 9.2.3 Axe Neutre

Les positions précises des axes neutres pour différents niveaux de chargement sont données au tableau 9.2. Ces résultats ont été tracés aux figures 9.13 à 9.18. Comme il est possible de le constater d'après ces figures, l'axe neutre chute soudainement à la fissuration puis augmente progressivement par la suite, simulant une fermeture des fissures. Pour un observateur extérieur,

les fissures semblent toutefois se propager vers le haut. L'axe neutre n'augmente que très légèrement après la fissuration alors que les déformations subissent une augmentation imposante. La largeur des fissures augmente aussi et la zone limite définissant le module de rupture du béton devient plus étroite laissant apparaître une montée graduelle des fissures bien que la valeur de l'axe neutre augmente. Ce comportement, vérifié aussi théoriquement, est propre à une rupture en compression du béton et n'est pas dû, comme certains le croient, à la nature des PRF (THERIAULT, et coll., 1997a).

Un autre fait important se dégageant de ces figures est l'augmentation de l'axe neutre avec la montée des cycles de charge/décharge. L'axe neutre décrit une limite supérieure lors de la montée de la charge, limite qu'il conserve même après une diminution de la charge. Ceci confirme l'énoncé ci-dessus voulant que la fissuration progresse même si l'axe neutre augmente. Ainsi la position de l'axe neutre est irréversible et fonction de la charge maximale appliquée.

#### 9.2.4 Réseau de fissuration

Le réseau de fissuration à charge modérée (50%  $M_u$ ) et le réseau de fissuration à charge élevée (75%  $M_u$ ) sont présentés pour chaque poutre aux figures 9.19 à 9.30. Les fissures dans la zone de moment constant, c'est à dire entre les deux points de charge, sont verticales indiquant bien les efforts de flexion qui s'y produisent. Quant aux fissures à l'intérieur des portées de cisaillement, elles sont inclinées dès le départ ou encore débutent quelques peu à la verticale pour s'incliner par la suite lorsque l'effort tranchant devient plus imposant.

Le tableau 9.5 présente l'espacement moyen des fissures pour chaque modèle de poutre, à trois niveaux de chargement différents. Ni la résistance du béton, ni le pourcentage d'armature, ni le mode de chargement ne semble affecté l'espacement moyen des fissures. En effet, celui-ci demeure à peu près constant pour chaque niveau de chargement diminuant progressivement avec l'augmentation de la charge. Ainsi, l'espacement moyen entre les fissures s'établit à environ 120, 88 et 80 mm pour des niveaux de chargement de 25, 50 et 75% du  $M_r$ , respectivement. L'espacement moyen final correspond justement à l'espacement des étriers.

#### 9.2.5 Largeur de fissure

Les figures 9.31 à 9.36 présentent la largeur de fissure maximale observée en fonction du moment maximum. En général, les poutres ayant subi plusieurs cycles de charge/décharge

démontrent de plus grandes fissures que leur associée.

La figure 9.37 compare l'effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la largeur des fissures. Plus le béton est résistant, plus la largeur de fissure est grande pour un même moment appliqué. Ceci peut être expliqué par le dégagement d'une plus grande énergie lors de la fissuration ce qui conduit à des fissures brusques et élevées. Un pourcentage d'armature élevé diminue cependant cet effet en absorbant plus aisément l'énergie libérée. La largeur de fissure est donc fortement influencé par le pourcentage d'armature; plus ce dernier est élevé plus les fissures sont petites.

Le tableau 9.6 présente un résumé de la largeur de fissure résiduelle moyenne en fonction du nombre de cycle de charge/décharge et du moment maximum appliqué. La largeur de fissure résiduelle diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature et n'est que peu influencée par la résistance du béton en compression. De même, la largeur de fissure résiduelle augmente avec le nombre de cycle de charge/décharge et donc avec le moment maximum appliqué. Il est à noter que la norme permet une largeur de fissure de 0.33 mm pour les éléments structuraux exposés ce qui est, dans le cas présent, fortement dépassé.

Les figures 9.38 à 9.43 comparent les largeurs de fissure expérimentales et théoriques utilisant comme premier modèle l'équation de Gergely-Lutz (Eq. 7-22) avec un  $K_g$  de  $40.9 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$  pour les armatures C-BAR et comme deuxième modèle l'équation suggérée par Faza et ses collaborateurs (Eq. 7-24). Il est à noter qu'une valeur de contrainte d'adhérence maximum,  $\mu_m$ , de 16 MPa a été utilisée dans cette évaluation. Comme le démontrent ces figures, le modèle 1 prédit mieux la largeur de fissure que le modèle 2. Le coefficient  $K_g$  trouvé dans une étude ultérieure (MASMOUDI et coll., 1996) est donc indépendant de la configuration de la poutre et s'applique aux résultats présents. Cependant, le grand écart des résultats expérimentaux, pour une même configuration de poutre, confirme la difficulté de définir un modèle plus exact. En fait, la largeur de fissure dépend largement de la position de la fissure mesurée et de la distribution des fissures adjacentes. Donc, pour le montage expérimental utilisé, la fissure la plus large devrait normalement se situer au centre de la poutre. Toutefois, le montage ne permet pas toujours sa lecture puisque le LVDT se trouve justement à cette position. Ceci conduit inévitablement à la mesure de la deuxième fissure centrale. La position des fissures adjacentes influence aussi la largeur d'une fissure. Plus près sont ces fissures, plus petite est la largeur de fissure, la tension dans le béton étant redistribuée sur une plus grande surface. Cette constatation peut expliquer le

changement subit dans la largeur de fissure mesurée à la poutre BC2VB, où une augmentation de la charge a entraîné une largeur de fissure moindre due à la formation d'une fissure adjacente. A moins qu'une nouvelle formulation, prenant en considération la position et la distribution des fissures, ne soit développée, le modèle 1 est suffisamment précis pour toute évaluation future. Quant au modèle 2, la difficulté majeure réside dans l'évaluation de la contrainte d'adhérence maximum sur laquelle est basée l'équation 7-24.

#### 9.2.6 Déflexion

Les figures 9.44 à 9.49 reproduisent les courbes expérimentales de déflexion en fonction du moment appliqué. Les poutres, au début du chargement, sont rigides et démontrent peu ou pas de déflexion. Cependant, une fois le module de rupture du béton surpassé, une importante chute de rigidité se produit. La réponse de la déflexion des poutres en fonction du moment appliqué demeure linéaire jusqu'à l'écrasement du béton en compression.

Le mode de chargement influe peu sur la rigidité. Même après plusieurs cycles de charge/décharge, les poutres recouvrent leur rigidité. Le tableau 9.7 fait part de la déflexion résiduelle après une décharge. Selon ce tableau, une poutre peut présenter une déflexion résiduelle allant jusqu'à environ 30% de sa déflexion à la rupture, lorsque chargée à 85% de sa charge ultime. Hors, pour une poutre soumise aux conditions extérieures, la déflexion immédiate due aux charges vives est limitée à 4.2 mm ( $L/360$ ) ce qui est largement dépassé dans le cas des poutres actuelles.

La figure 9.50 laisse voir l'effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la déflexion. La rigidité des poutres n'est que peu influencée par la résistance du béton. Cependant, l'augmentation du pourcentage d'armature augmente la rigidité des poutres.

Des modèles théoriques sur la prédiction de la déflexion des poutres sont présentés aux figures 9.51 à 9.56. Le modèle 1 utilise le moment d'inertie effective de l'équation 7-30, avec un coefficient  $\beta$  de 0.6, dans le calcul de la déflexion (Eq. 7-27). Ce modèle sous estime la rigidité des poutres donnant, dans la majorité des cas, une déflexion théorique plus élevée que la déflexion expérimentale. Le modèle théorique 2 est celui décrit par l'équation 7-32. Par rapport au modèle 1, ce modèle prédit mieux la rigidité des poutres mais présente, à la fissuration, un gain de déflexion non observable expérimentalement. Le modèle 3 a été développé pour répondre au comportement expérimental observé lors de cette étude. Il conserve la rigidité après fissuration trouvée au modèle 2 tout en éliminant le gain de déflexion inopportun. Le modèle 3 peut donc

s'exprimer par l'équation suivante (THERIAULT et coll., 1997c):

$$\Delta = \frac{3000 M_a L^2}{27 E_c I_m} - \frac{3000 M_{cr} L^2}{27 E_c I_t} + \frac{M_{cr}}{120 E_c I_g} \left[ \frac{115 L^2}{9} + 24 h^2 (1 + \nu_c) \right] \quad (9-1)$$

$$I_t = \frac{24 I_{cr} I_g}{8 I_{cr} + 15 I_g} \quad (9-2)$$

Sauf pour la poutre BC2VA, ce modèle s'avère plus exact que les deux précédents. La rigidité des poutres est bien rapportée mais le moment de fissuration, donné par l'équation 7-1, se trouve quelque peu sous estimé donnant une déflexion théorique légèrement supérieure à la déflexion expérimentale.

### 9.2.7 Déformabilité

Le concept de déformabilité a été discuté à la section 7.5. Le tableau 9.8 fait part du facteur-J expérimental et théorique. Le facteur de résistance et le facteur de courbure ont été calculés suivant les équations 7-35 et 7-40, respectivement. Quant au facteur de déflexion, il a été calculé en utilisant l'équation du modèle 3 ci-dessus (Eq. 9-1) dans l'équation 7-37. Comme le laissent voir ces résultats, une grande différence apparaît entre ces deux modes de calcul, les formules usuelles de déflexion donnant un facteur-J supérieur à celui calculé par l'approche prescrite. Ces valeurs sont aussi très différentes des résultats expérimentaux démontrant de grandes variations. Toutefois, les valeurs théoriques et expérimentales du facteur-J calculées en utilisant le facteur de courbure se comparent bien à une exception près et correspondent aux valeurs trouvées par d'autres chercheurs (Vijay et coll., 1996 et Jaeger et coll., 1995). Une méprise des définitions de base peut donc conduire à de grands préjudices. Tous les facteurs-J trouvés sont supérieurs à la limite inférieure de six recommandée par Jaeger. Les poutres étudiées peuvent donc être considérées sécuritaires pour le design en terme de déformabilité.

## 9.3 **Comportement à la flexion de poutres en béton armé conjointement de barres d'acier et de PRFV**

Des fissures précoces ont été rencontrées sur les premiers essais des poutres de la série 2. De nouvelles poutres ont donc été coulées pour réévaluer la déflexion et la fissuration. De même, une rupture précoce et contraire et aux études antécédentes, pour les poutres armées de tiges en composites uniquement, a été confirmée par de nouveaux essais.

### 9.3.1 Capacité portante

Une première évaluation théorique des poutres doublement armées démontre une plastification de l'acier alors que seulement environ 15% de la résistance des barres en PRFV est utilisée (THERIAULT et coll., 1996). Ceci est dû à la différence de module d'élasticité des deux matériaux. Donc, bien qu'une poutre puisse être sur-renforcée en considérant l'armature en PRFV seulement, elle est sous renforcée due à l'armature d'acier qui contrôle le design. Le tableau 9.9 fait part des modes de rupture théorique, expérimental et observé. Le mode de rupture expérimental est obtenu à partir de la lecture des jauges de déformation alors que le mode de rupture observé est celui vu par un observateur extérieur à la poutre. Les photos 9.3 et 9.4 laissent voir, respectivement, une rupture typique en compression et une rupture typique en tension. Toutes les poutres affichant une rupture observée en compression du béton ont démontré une rupture lente et graduelle alors que celles affichant une rupture en tension se sont rompues soudainement, avec fracas et sans autre avertissement qu'une déflexion importante. A moins d'avis contraire, tous les moments théoriques de cette section ont été calculés à partir des équations vues à la section 7.2. Les résultats sur l'évaluation des moments théoriques, expérimentaux et observés sont présentés aux tableaux 9.10 et 9.11.

#### *Moment de fissuration*

L'explication sur la signification des différents moments a été donnée à la section 9.2.1. A l'exception de la deuxième coulée de la série 2, toutes les poutres ont un  $M_{cr-th.}$  supérieur au  $M_{cr-ex.}$  bien que ce moment ait été évalué d'une manière conservatrice ( $I_g$  dans l'équation 7-1). Quant au  $M_{cr-ob.}$ , qui est en fait le moment de fissuration réel, il s'apparente plus au  $M_{cr-th.}$  que ne fait le  $M_{cr-ex.}$  Comme on peut le constater en examinant les tableaux 9.10 et 9.11, l'influence de l'armature sur l'initiation de la fissure est négligeable par contre, le béton joue un rôle considérable.

#### *Moment de service*

Comme à la section 9.2.1, le  $M_{se-th.}$  et le  $M_{se-ex.}$  représentent le moment à une lecture de déformation du béton en compression donnée par l'équation 7-8, alors que le  $M_{se-ob.}$  est celui obtenu expérimentalement à la fin du comportement linéaire du béton tel que lu sur les courbes de déformation. Dû à l'application formelle de ces définitions, il est arrivé à quelque reprise que le  $M_{se}$  excède le  $M_u$ . Il est à noter qu'en cas de design, le  $M_{se}$  n'excède jamais le  $M_u$  et que seul la

plus faible valeur serait retenue pour le  $M_{se}$ .

Dans la première série de poutre (tableau 9.10), le  $M_{se-th}$  est dans la plupart des cas, sauf pour les poutres armées de PRFV seulement, supérieur au  $M_{se-ex}$ , alors que l'inverse est plutôt vrai pour la série 2. Ces différences peuvent être associées aux différentes configurations de poutre de même qu'à la variabilité des bétons et des armatures. Toutefois, le  $M_{se-ob}$  est pratiquement toujours bien supérieur au  $M_{se-th}$  indiquant encore une fois une attitude conservatrice de la norme face à la limite élastique du béton.

Sauf pour une coulée de poutre, les  $M_{se-ob}$  des poutres doublement armées excèdent en tout temps ceux des poutres armées uniquement d'une couche d'acier. Ces observations ne sont toutefois pas confirmées par le développement théorique.

#### *Moment ultime*

Le  $M_u-th$  et le  $M_u-ex$  sont donnés par les différents critères de rupture. Pour les poutres contenant de l'acier, la rupture est initiée par la plastification de l'acier et donc définie par la limite élastique théorique de l'acier,  $\epsilon_s = 0.002$ . Pour les poutres armées uniquement de PRFV, la rupture est initiée soit dans l'armature ( $\epsilon_f = 0.0164$ ), soit dans le béton ( $\epsilon_c = 0.0035$ ). Quant au  $M_u-ob$ , il est donné par les limites ultimes réellement observées.

Règle générale, pour les poutres de la série 1, le  $M_u-th$  calculé excède le  $M_u-ex$  sans dépasser le  $M_u-ob$ . Pour les poutres de la série 2, le  $M_u-th$  est dans la plupart des cas inférieur au  $M_u-ex$  qui est plus faible que le  $M_u-ob$ . La limite élastique de l'acier donnée par la norme est sous estimée et une limite,  $\epsilon_s$ , de 0.0024 s'avérerait plus juste.

Contrairement à ce qu'aurait pu parfois laisser croire le  $M_u-th$ , le  $M_u-ex$  et le  $M_u-ob$  des poutres doublement armées sont, en général, supérieurs à ceux obtenus pour les poutres armées uniquement d'une couche d'armature d'acier mais inférieurs à ceux des poutres contenant deux lits d'armature d'acier. A la plastification de l'acier, la contrainte dans l'armature de PRFV se situe à environ 100 MPa, laissant une résistance de réserve de plus de 500 MPa.

#### *Moment résistant*

Le moment résistant observé,  $M_r-ob$ , représente le moment maximum obtenu lors de l'essai. Le moment résistant théorique,  $M_r-th$ , est le moment maximum pouvant être considéré lors du design sans toutefois appliquer les facteurs de sous résistance des matériaux. Pour les

poutres contenant qu'un type d'armature, ce moment équivaut au  $M_u$ -th. Cependant, pour les poutres armées de deux types d'armature, le  $M_r$ -th. ne peut équivaloir le  $M_u$ -th. En effet, la plastification de l'armature d'acier ne peut constituer en soit le mode de rupture de ces poutres puisque les armatures en PRFV peuvent parfaitement reprendre les efforts de tension. Une nouvelle évaluation théorique doit donc être faite.

Sachant que la limite élastique réelle de l'acier dépasse largement la limite établie, une nouvelle limite a été fixée à  $\varepsilon_s = 0.0024$ . Tout au long de la plastification, la barre est considérée se déformer indéfiniment et la contrainte dans l'armature est fixée à la valeur obtenue au début à la plastification soit 480 MPa. Toutes les autres définitions concernant la limite de résistance du béton et des barres en PRFV sont conservées. La rupture est considérée initiée par le béton comprimé. Ces hypothèses conduisent aux équations suivantes:

$$\alpha_1 f_c' \beta_1 c b + A_s' E_s \varepsilon_s' = A_f E_f \varepsilon_f + A_s \times 480 \quad (9-3)$$

$$286 \alpha_1 \beta_1 f_c' b c^2 + (A_s' E_s + A_f E_f - 137143 A_s) c - (A_s' E_s s' + A_f E_f f) = 0 \quad (9-4)$$

$$M_r = A_s' E_s \varepsilon_s' \left( \frac{\beta_1 c}{2} - s' \right) + 480 A_s \left( s - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_f E_f \varepsilon_f \left( f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (9-5)$$

Les résultats de l'équation 9-5 collent très bien avec les résultats observés. Il est à noter qu'une évaluation plus précise aurait pu introduire le gain de résistance de l'acier plastifié soit  $A_s E_{sp} \varepsilon_{sp}$ , où  $E_{sp}$  représente le module d'élasticité de l'acier plastifié,  $\approx 12.5$  GPa et  $\varepsilon_{sp}$  représente le gain de déformation depuis le début de la plastification ( $\varepsilon_s - 0.0024$ ). Ceci n'aurait fait toutefois qu'alourdir les calculs en apportant qu'un très faible gain de résistance.

Selon les résultats des  $M_r$ , il devient évident que les poutres à armatures combinées possèdent une plus grande résistance que les poutres armées d'un seul lit d'armature et sont même comparables aux poutres armées de deux couches d'acier. L'utilisation d'un seul lit d'armature d'acier disposé de sorte à conserver un plus grand recouvrement, tel que prescrit par la norme pour des milieux corrosifs, conduit à une perte très importante de résistance (poutres 00S5). La diminution du diamètre des barres d'armature en PRFV, utilisées conjointement avec de l'armature d'acier, entraîne une baisse progressive de la résistance. Les poutres F5S9 ont une résistance comparable aux poutres F5S5 portant à croire qu'une diminution du diamètre de la barre d'acier pourrait être encourue, sans grandes pertes de résistance, dans les poutres doublement armées. Ainsi pour économiser sur les coûts tout en conservant une résistance comparable, il serait



préférable, dans les poutres à armature mixte, de diminuer le diamètre des barres d'armature d'acier plutôt que celui des PRFV.

### 9.3.2 Déformation

Les déformations des armatures et du béton des poutres de la série 1 sont données aux figures 9.57 à 9.68 et ceux de la série 2 aux figures 9.69 à 9.82. Les déformations sont identifiées par C pour le béton en compression et CS pour l'armature d'acier en compression. L'identification des déformations des armatures tendues suit la nomenclature des poutres. La lecture des déformations des armatures en PRFV est souvent interrompue à une charge moindre que la charge de rupture due à un bris quelconque de la jauge. Les déformations des armatures doivent être interprétées avec discernement sachant que la lecture de la jauge est fonction de l'adhérence béton/armature, du transfert de charge et du réseau de fissuration au point de lecture.

Le premier changement de pente des déformations des matériaux se produit là où leur courbe quitte la verticale et indique la première fissure du béton tendu. La fin des limites élastiques du béton et de l'acier est facilement repérable par le changement de pente de la déformation respective. Chez les poutres à armature mixte, un changement de pente des armatures en PRFV est observé à la plastification de l'armature d'acier. Avant la plastification de l'acier, la réponse de l'armature en PRFV, face aux sollicitations extérieures, est contrôlée par le module d'élasticité de l'acier qui est plus élevé que celui des PRFV.

Puisque les armatures en PRF sont situées à un lit inférieur, elles doivent automatiquement subir de plus grandes déformations et, suivant l'hypothèse de la linéarité des déformations, les déformations de l'acier ne pourront jamais surpasser celles des PRF même après la plastification. En pratique, cette hypothèse n'est observée que pour de faibles déformations. Les graphiques des déformations démontrent que, localement, l'acier peut subir de plus grandes déformations que les PRFV même s'il se trouve sur un lit supérieur.

La montée quasi verticale de la courbe décrivant les déformations de l'armature d'acier en compression confirme une valeur de l'axe neutre très faible. La supposition au chapitre 7, voulant que l'armature d'acier en compression n'atteigne pas sa limite élastique, est donc confirmée. Il ne serait pas malséant non plus de négliger, dans les calculs, l'effet de cette armature sur la résistance des poutres étudiées.

Même après plusieurs cycles de charge/décharge, les déformations retrouvent leur point de

décharge et poursuivent une même orientation et ceci pour tous les matériaux. Les déformations résiduelles sont fonctions du niveau de chargement subit. Elles seront d'autant plus grandes si le matériau a dépassé sa limite élastique. La pente des cycles de charge/décharge est similaire à la pente de montée élastique du matériau et reste la même qu'importe le nombre de cycle.

L'hypothèse voulant que le béton des poutres de la première coulée de la série 2 soit de qualité moindre est confirmée par de faibles déformations à la rupture.

La figure 9.67 compare les déformations des armatures de tension des différentes poutres de la série 1. Les armatures qui présentent les plus grandes déformations pour un même moment appliqué sont celles des poutres F500. Par la suite viennent 00S5, S500, F5S5 et S5S5. Une amélioration concernant la sollicitation de l'armature est donc attendue pour les poutres à armature combinée par rapport aux poutres à un lit de composite ou un lit d'acier.

La figure 9.68 présente les déformations subites par le béton comprimé selon l'armature en tension utilisée. Après la fissuration, la pente moment/déformation est plus élevée chez les poutres S5S5 suivi de S500, F5S5, 00S5 et F500. Bien qu'il démontre une pente médiocre, c'est le béton de la poutre à armatures combinées qui a affiché la plus grande déformation à la rupture.

La figure 9.79 compare uniquement les poutres F9S9 et S900. Le béton est sollicité d'une même amplitude dans les deux cas démontrant une même pente moment/déformation. L'acier se relâche toutefois plus facilement et plus rapidement dans le cas de la poutre simplement armée.

La figure 9.80 fait part de la distribution des déformations dans l'armature de PRFV des poutres de la série 2. Selon les déformations enregistrées, l'armature de la poutre F900 se déforme grandement sous de faibles charges. Les déformations de l'armature en PRFV pour les poutres F9S9, F5S9 et F2S9 sont limitées par la présence d'armature d'acier et démontrent une augmentation suivant la diminution du diamètre de la barre. Quant aux déformations de l'armature d'acier, elles demeurent sensiblement les mêmes d'une poutre à l'autre telles que vue à la figure 9.81.

Les déformations dans le béton des poutres de la série 2 sont comparées à la figure 9.82. Le béton se déforme le moins à la poutre F9S9, ensuite viennent les poutres F5S9 et F2S9 avec sensiblement le même taux de déformation, finalement vient la poutre F900 avec un taux de déformations considérablement plus élevé que les autres poutres.

### 9.3.3 Axe Neutre

La position de l'axe neutre correspondant aux moments théoriques, expérimentaux et observés est donnée aux tableaux 9.10 et 9.11. Encore une fois, les positions des axes neutres expérimentaux et observés proviennent de la lecture des jauges et doivent donc être interprétées avec circonspection. Des jauges plus ou moins parallèle à l'axe de chargement, une fissure passant vis à vis une jauge, un transfert de charge mal réparti ou encore un béton mal nivelé peuvent tous donner des lectures inexactes. De plus, en début de chargement, alors que la réponse des jauges n'est encore que stochastique, une position de l'axe neutre incohérente peut être obtenue. Cette dernière se rajuste cependant au fur et à mesure que le chargement augmente.

A l'exception des poutres armées uniquement de PRFV et des poutres démontrant une plastification de l'acier avant que la limite élastique théorique du béton ne soit atteinte, l'axe neutre au  $M_u$ -th. des poutres de la série 1 est en général plus faible que ceux au  $M_u$ -ex. et au  $M_u$ -ob. mais similaire à celui au  $M_r$ -ob. A l'opposé, l'axe neutre du  $M_{se}$ -th. se rapproche des valeurs de l'axe neutre au  $M_{se}$ -ex. et au  $M_{se}$ -ob., valeurs qui correspondent justement avec l'axe neutre au  $M_u$ -ex. et au  $M_u$ -ob. Quant aux poutres de la série 2, le schéma n'est pas aussi net mais tout de même observable. Ceci confirme encore une fois que la limite élastique du béton est sous estimé par la théorie et que ce n'est qu'à des sollicitations plus élevées que le domaine inélastique fait place.

Comme à la section 9.2.3, les poutres armées uniquement de PRFV démontrent une remontée de l'axe neutre au passage du  $M_{se}$  au  $M_u$ . Ce phénomène, observé aussi pour une rupture en tension des poutres, signifie que les déformations à la rupture sont suffisamment grandes pour aller chercher le domaine inélastique du béton.

Les figures 9.83 à 9.102 montrent les tracés expérimentaux de l'axe neutre identifiés à partir de la lecture des jauges. L'apparition de la première fissure est repérable par une première chute de l'axe neutre. Cette chute est souvent brusque mais quelques fois plus graduelle. Pour un bon nombre de poutre, une deuxième chute de l'axe neutre peut être lue à la plastification de l'armature d'acier. Entre la fissuration du béton et la plastification de l'acier ou la rupture de la poutre, l'axe neutre reste en général assez stable avec seulement de légères variations. Après une plastification bien définie de l'armature d'acier, une remontée de l'axe neutre est souvent observable. Pour les poutres armées uniquement d'acier, l'axe neutre diminue légèrement à la fin d'une décharge puis regagne sa courbe à la recharge. Pour les autres poutres, l'axe neutre semble conserver sa valeur à la décharge puis poursuivre son cours à la recharge.

#### 9.3.4 Réseau de fissuration

Le réseau de fissuration à charge modérée (50%  $M_u$ ) et le réseau de fissuration à charge élevée (90%  $M_u$ ) sont présentés pour chaque poutre aux figures 9.103 à 9.128. Règle générale, la fissuration débute dans la zone de moment constant puis s'étend de plus en plus loin dans les portées de cisaillement au fur et à mesure que le chargement augmente. La fissuration dans la zone centrale de la poutre est constituée principalement de fissures de flexion verticales, alors que les fissures à l'extérieur de la zone de flexion pure débutent à la verticale mais s'inclinent par la suite. A l'exception des poutres armées uniquement de PRFV, toutes les poutres ont affiché, juste avant la rupture, des fissures horizontales rejoignant les deux points de charge.

Les tableaux 9.10 et 9.11 présentent l'espacement moyen des fissures au  $M_{se}$  et au  $M_u$ . L'espacement moyen des fissures au  $M_{se}$ -th. est basé sur l'équation 7-23 qui a été modifiée pour répondre aux poutres doublement armées:

$$l = \frac{2f_r}{A_t} \left( \frac{A_{es}^2}{n_s \pi D_s \mu_{ms}} + \frac{A_{ef}^2}{n_f \pi D_f \mu_{mf}} \right) \quad (9-6)$$

Les valeurs théoriques de  $\mu_m$  ont été trouvées dans une étude ultérieure (Benmokrane et coll., 1996d) et sont données au tableau 9.12.

Comme il est possible de le voir à partir des valeurs expérimentales et observées des tableaux 9.10 et 9.11, l'espacement moyen des fissures diminue avec l'augmentation de la charge. En effet, bien que la portée des fissures progresse vers les appuis avec l'augmentation du niveau de chargement, de nouvelles fissures se produisent à l'intérieur de cette portée diminuant l'espacement effectif moyen entre les fissures.

Règle générale, l'équation 9-6 sous estime l'espacement moyen des fissures au  $M_{se}$  mais se rapproche de l'espacement moyen des fissures au  $M_u$ . Les poutres à armature combinée présentent des fissures plus rapprochées que les poutres utilisant que des PRFV ou de l'acier avec un recouvrement élevé, ce qui devrait conduire à des fissures moins larges. Peu de différence est observé dans l'espacement des fissures des poutres de la série 2 sauf bien entendu pour les poutres n'utilisant que des tiges en PRFV (F900). Cette observation va de pair avec la remarque apportée à la section 9.2.4 voulant que l'espacement des fissures ne soit pas fonction du pourcentage d'armature en PRFV ou du mode de chargement. Toutefois, une comparaison entre les poutres de la série 1 et de la série 2 démontre que l'espacement des fissures diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature en acier.

Le type d'armature a un effet sans équivoque sur l'espacement des fissures, puisque les poutres n'utilisant que des tiges en PRFV donnent un espacement des fissures beaucoup plus grand que celles n'utilisant que des tiges d'acier. Ceci porte à croire que l'état de surface des barres, paramètre influençant l'adhérence, a un effet direct sur l'espacement des fissures. Ainsi plus l'adhérence des barres avec le béton est bonne, plus l'espacement des fissures sera rapproché.

### 9.3.5 Largeur de fissure

Les figures 9.129 à 9.151 tracent la largeur des fissures expérimentales en fonction du moment maximum pour chacune des poutres. Selon les figures 9.129 à 9.133 et les figures 9.138 à 9.142, les cycles de charge/décharge augmentent la largeur des fissures à la série 1 mais présentent des effets plus contestables à la série 2.

Les figures 9.134 et 9.135 comparent la largeur maximum des fissures des poutres de la série 1. Les poutres armées uniquement de tige en PRFV présentent, sans l'ombre d'un doute, de plus grandes fissures suivies des poutres 00S5, S500, F5S5 et S5S5.

Les figures 9.136 et 9.137 comparent la largeur des fissures à la hauteur de l'armature d'acier des poutres de la série 1. L'utilisation d'un plus grand recouvrement de béton, visant à protéger l'armature d'acier de la corrosion, s'avère catastrophique en terme de largeur de fissure, et constitue donc une solution promulguée par la norme vouée à l'échec. A faibles charges, les poutres F5S5 et S500 donnent des largeurs de fissures semblables mais au fur et à mesure que la charge augmente les poutres S500 laissent voir de plus grandes fissures que leurs vis à vis. De même, à charge élevée, les poutres S5S5 présentent de plus faibles largeurs de fissure que les poutres F5S5. A première vue, les poutres S5S5 semblent être la meilleure solution. Cependant, le recouvrement de béton, protégeant la première couche d'armature, n'est pas augmenté, donnant ainsi accès à la corrosion, et aucune provision de résistance n'est assurée après la corrosion de l'armature d'acier. Puisque la limitation de la largeur de fissure vise l'esthétique et un retard dans l'initiation de la corrosion de l'armature, les poutres à armatures combinées demeurent la meilleure perspective.

Les craintes concernant une mauvaise cure des poutres de la première coulée de la série 2 ne se sont vues justifiées que par l'initiation de la fissuration. La largeur de fissure de ces poutres suit étroitement les poutres de la deuxième coulée (voir figure 9.138 à 9.142).

Les figures 9.143, 9.145 et 9.147 comparent la largeur maximale des fissures des poutres de la série 2. Encore une fois, les poutres armées uniquement de tiges en PRFV présentent des fissures beaucoup plus grandes que les autres modèles de poutre. Pour permettre une comparaison plus efficace entre les autres modèles de poutres, les courbes de la largeur maximum des fissures des poutres F900 ont été éliminées aux figures 9.144, 9.146 et 9.148. Selon ces figures, les poutres S900 présentent les plus faibles largeurs de fissure suivies variablement de F9S9, F5S9 et F2S9.

Les figures 9.149 à 9.151 comparent la largeur des fissures à la hauteur de l'armature d'acier des poutres de la série 2. A l'exception des poutres ayant subi des cycles de charges/décharges où une préférence peut être accordée à la poutre S900 à charge élevée, toutes les poutres démontrent des largeurs de fissure similaires. La largeur de fissure au niveau de l'acier est donc indépendante du pourcentage d'armature en PRFV. Une comparaison entre la largeur de fissure des poutres de la série 1 et des poutres de la série 2 montre cependant que la largeur maximale de fissure et la largeur des fissures au niveau de l'acier diminuent avec l'augmentation du pourcentage d'armature d'acier.

Les tableaux 9.13 et 9.14 font part des fissures résiduelles des poutres de la série 1 et de la série 2, respectivement. Selon les résultats obtenus, la largeur de fissure résiduelle augmente, en général, avec le nombre de cycle de charge/décharge et donc avec le moment maximum appliqué. Dans quelque cas, une faible diminution de la largeur de la fissure résiduelle a été enregistrée avec l'augmentation de la charge. Ceci a pu être causé par l'apparition de nouvelles fissures adjacentes à celle mesurée amenant une redistribution de la contrainte dans la barre (section 9.2.5). Des particules de béton, se glissant dans la fente juste avant sa fermeture, peuvent aussi altérer la lecture de la largeur de fissure résiduelle d'un cycle à l'autre.

Jusqu'à les toutes dernières secondes avant la rupture, les poutres avec un seul lit d'acier à la base démontrent de plus faibles fissures résiduelles que les poutres à armatures combinées. L'utilisation de deux lits d'armature d'acier n'améliore la fissuration résiduelle qu'à la toute fin du parcours. L'utilisation que d'un seul lit d'armature d'acier à un niveau supérieur ou encore l'utilisation que de tiges en PRFV entraîne de larges fissures résiduelles dès le début des cycles de charge/décharge. Si l'augmentation du pourcentage d'armature d'acier démontre une diminution dans la largeur de fissure résiduelle pour un même pourcentage du moment appliqué, le pourcentage d'armature en PRFV ne démontre que peu d'effet.

Les figures 9.152 à 9.164 comparent les largeurs de fissure théorique et expérimentale au

moment de service, ou au moment ultime si le moment de service théorique dépasse le moment ultime théorique (poutres S500C et 00S5C). Deux équations théoriques sont étudiées. La première, identifiée dans les graphiques comme ACI, est celle utilisée par la norme pour les éléments en béton armé d'acier et mieux connue sous l'équation de Gergely-Lutz (Eq. 7-22). Cette dernière a cependant été modifiée pour répondre aux poutres à armatures combinées et s'énonce comme suit:

$$w = \sqrt[3]{K_s^3 f_{sse}^3 \left(\frac{h_2}{h_{1s}}\right)^3 d_c \left(\frac{A_{es}^2}{n_s A_t}\right) + K_f^3 f_{fse}^3 \left(\frac{h_2}{h_{1f}}\right)^3 d_c \left(\frac{A_{ef}^2}{n_f A_t}\right)} \quad (9-7)$$

Pour l'acier,  $K_s$  a une valeur de  $11 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$  alors que pour les tiges Isorod,  $K_f$  a une valeur de  $48.7 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$  (MASMOUDI, 1996). La deuxième formulation théorique, W&B, est basée sur l'équation de Watstein and Bresler qui a été reprise par Faza et ses collaborateurs pour répondre à la largeur de fissure (Eq. 7-24). Le remaniment de l'équation visant à répondre aux poutres à armatures combinées donne ce qui suit:

$$w = \frac{2f_r}{A_t} \left( \frac{\varepsilon_{sse} A_{es}^2}{n_s \pi D_s \mu_{ms}} + \frac{\varepsilon_{fse} A_{ef}^2}{n_f \pi D_f \mu_{mf}} \right) \quad (9-8)$$

La première valeur de la largeur de fissure expérimentale, EXP. T., représente la largeur de fissure expérimentale trouvée au moment de service théorique. La deuxième valeur expérimentale, f EXP., représente la largeur de fissure expérimentale trouvée à une contrainte expérimentale dans l'armature correspondant aux valeurs utilisées dans les équations théoriques ( $f_{sse}$  et  $f_{fse}$  ou  $\varepsilon_{sse}$  et  $\varepsilon_{fse}$ ). La différence entre ces deux formulations expérimentales subsiste dans l'hypothèse de départ voulant que les déformations soient linéaires (sections planes perpendiculaires à l'axe demeurent planes durant le chargement) et le comportement réel des poutres sous sollicitation.

Bien que les réponses théoriques et expérimentales sur la largeur de fissure semblent varier grandement, il ne faut pas oublier que la lecture de l'ouverture de fissure peut varier d'un lecteur à l'autre, qu'une même position pour la lecture de fissure, d'une fois à l'autre, est pratiquement impossible, que la précision du microscope ne dépasse pas le dixième de millimètre, que la fissure démontrant la plus grande ouverture ne sera pas nécessairement toujours la même tout au long du chargement, qu'une même fissure présente des ouvertures différentes tout au long de cette dernière, la plus grandes largeur n'étant pas toujours au bas de la poutre etc. Vue sous cet angle, et sachant que la largeur de fissure en question ne dépasse qu'à quelque reprise le 0.5 mm, les variations entre

les réponses théoriques et expérimentales deviennent moins catégoriques. Surtout que, d'après les résultats expérimentaux sur la largeur des fissures perçus aux figures 9.152 à 9.161, une bonne différence existe selon le genre de sollicitation subie par les poutres d'un même modèle. Les poutres ayant subies plusieurs cycles de charge/décharge manifestent, en général, de plus grandes fissures que leur vis à vis, considération dont ne peut faire état de compte les équations théoriques.

Les résultats expérimentaux donnés par f EXP. sont en général plus élevés que ceux obtenus de EXP.T. Les déformations décrites par les équations théoriques 9-7 et 9-8 se produisent donc en réalité à un moment de service plus élevé que le moment de service théorique. De façon générale, l'équation 9-7 semble plus conservatrice dans sa prédiction de largeur de fissure et exprime de plus près les résultats expérimentaux obtenus que l'équation 9-8. Les deux équations sous estiment toutefois la largeur de fissure des poutres armées uniquement de PRFV, à croire que le coefficient  $K_f$ , évalué dans une autre étude, serait trop faible. Une qualité moindre des barres utilisées pourraient aussi être en cause. Une rupture en tension des poutres F900 s'est produite alors qu'une rupture en compression aurait dû se produire, tout comme dans les essais réalisés dans le passé (MASMOUDI, 1996).

Les figures 9.162 à 9.164 comparent les résultats expérimentaux et théoriques des poutres de chaque série. La différence entre la valeur prédite et la largeur réelle des fissures pour les poutres à armatures mixtes est d'un ordre comparable aux poutres armées uniquement d'acier dont l'équation théorique est bien définie. L'équation 9-7 représente donc adéquatement la largeur de fissure des poutres à armatures combinées.

### 9.3.6 Déflexion

Les figures 9.165 à 9.177 reproduisent les courbes expérimentales de déflexion en fonction du moment maximum. Les poutres, avant la fissuration du béton, sont très rigides et démontrent peu ou pas de déflexion. A la fissuration, une baisse de rigidité se produit alors que la déflexion commence à grimper. Pour les poutres contenant de l'armature d'acier, une deuxième baisse de rigidité est observable. Elle indique une plastification de l'acier et une reprise des charges par les tiges en PRFV s'il y a lieu. La réponse de la déflexion des poutres armées uniquement de PRFV demeure linéaire jusqu'à la rupture de la poutre en tension.

Le mode de chargement ne modifie pas la rigidité des poutres. Après chaque cycle, les poutres retournent à leur point de déflexion avant décharge en conservant leur rigidité de départ.



La pente suivie par les cycles de charge/décharge indique une rigidité semblable à celle obtenue juste après la fissuration, et demeure ainsi même lorsque le seuil de plastification de l'acier a été outrepassé.

La figure 9.170 compare la déflexion des poutres de la première coulée de la série 1. La poutre S5S5 présente la meilleure rigidité suivi de S500, F5S5, 00S5 et finalement de F500. L'utilisation d'armature combinée donne une rigidité à la poutre F5S5 de trois à quatre fois supérieure à la poutre F500, et progresse la rigidité avant rupture de la poutre F5S5 bien au delà de la poutre S500.

Les figures 9.176 et 9.177 comparent la déflexion des poutres de la première coulée et de la deuxième coulée de la série 2, respectivement. Mis à part un départ de déflexion très rapide des poutres de la série 2A et un départ de déflexion très lent des poutres de la série 2B, les deux figures correspondent assez bien. La rigidité des poutres armées d'acier uniquement est sensiblement plus élevée que la rigidité des poutres à armatures mixtes. Peu de différence est observé entre les rigidités des poutres à armatures mixtes laissant entendre que le pourcentage d'armature en composite influ peu sur la rigidité. Encore une fois, l'utilisation d'armature combinée donne une rigidité aux poutres de trois à quatre fois supérieure à la poutre armée uniquement de PRFV.

Une comparaison entre les courbes de déflexion des deux séries indique un gain de rigidité des poutres avec l'augmentation du pourcentage d'armature. Ainsi les poutres F9S9, S900 et F900 ont une rigidité supérieure aux poutres F5S5, S500 et F500, respectivement.

Les tableaux 9.15 et 9.16 font part de la déflexion résiduelle après une décharge. Des problèmes avec l'appareillage ont empêché une lecture de déflexion résiduelle des cycles 1 à 4 de la poutre S500C et des cycles 1 et 2 de la poutre F500C. Les derniers cycles de ces poutres ont toutefois été épargnés. Selon les résultats obtenus, la déflexion résiduelle à la rupture des poutres à armatures mixtes est moindre que celle des poutres contenant uniquement de l'acier. Ceci s'explique par la remontée en sens inverse des barres en PRFV qui en sont encore au domaine élastique, même après une plastification de l'acier et une rupture en compression du béton. Avant la plastification de l'armature d'acier, les poutres à armatures combinées et les poutres contenant uniquement de l'acier affichent des déflexions résiduelles d'un même ordre de grandeur. La déflexion résiduelle avant rupture des poutres armées uniquement de PRFV est en générale plus élevée que les autres poutres due au faible module d'élasticité de ces barres.

Pour les poutres étudiées, la déflexion maximale permise par la norme, lorsqu'exposées aux

conditions extérieures, est de 8.3 mm (L/360) ce qui est souvent dépassé dans le cas des poutres actuelles. Or, pour les poutres en béton armé conventionnelles simplement supportées ayant une hauteur supérieure à  $i/16$  (188 mm dans notre cas), la norme dit aussi que le calcul des flèches n'est pas nécessaire et que ces poutres répondent donc aux limitations établies. Ces énoncés peuvent, à première vue, paraître contradictoire mais reflètent en fait les facteurs de sous résistance des matériaux prévus par la norme.

Les figures 9.178 à 9.202 tracent les déflexions expérimentales et théoriques. Cinq différents modèles théoriques sont utilisés.

Le premier modèle théorique est celui utilisé par la norme pour les poutres en béton armé conventionnelles. Il est basé sur la déflexion décrite par l'équation 7-27 en utilisant l'inertie effective calculée à partir de l'équation 7-29. La courbe se poursuit jusqu'à un moment appliqué équivalent au  $M_u$ -th. Ce modèle est utilisé pour toutes les poutres contenant au moins une couche d'armature d'acier. Selon les résultats obtenus, il décrit très bien la rigidité suivant la fissuration des poutres. Même si les poutres de la deuxième coulée de la série 2 démontrent une fissuration tardive, la rigidité de ces dernières semble s'être bien conservée. Il demeure cependant claire que la résistance des poutres est sous estimée surtout celles à armatures mixtes.

Le deuxième modèle théorique, utilisé pour les poutres armées uniquement de PRFV, est basé sur l'équation 7-31. Tout comme à la section 9.3.5, un rajustement est fait à la fissuration mais l'idée d'une section complètement fissurée au tiers centrale est conservée. L'équation de la déflexion à partir du  $M_{cr}$ -th. et jusqu'au  $M_u$ -th. peut donc s'écrire comme suit:

$$\Delta = \frac{M_a}{E_c} \left( \frac{4a(L-a) + (L-a)^2}{8I_{cr}} + \frac{a^2}{3I_e} \right) - \frac{M_{cr}}{E_c} \left( \frac{4a(L-a) + (L-a)^2}{8I_{cr}} + \frac{a^2}{3I_g} \right) + \frac{M_{cr}}{120E_c I_g} (15L^2 - 20a^2 + 24h^2(1 + \nu_c)) \quad (9-9)$$

Il est à noter qu'avant la fissuration, la déflexion est toujours donnée par l'équation 7-27 avec  $I_e = I_g$ . Ce modèle sous estime quelque peu la déflexion mais la rigidité (pente de la courbe) est bien représentée.

Sachant que les poutres armées en même temps d'acier et de PRFV possèdent une résistance de réserve après la plastification de l'acier, une nouvelle expression cherchant à prédire la déflexion post-plastification est dérivée au modèle 3. La rigidité initiale après fissuration des poutres étant contrôlée par l'acier, les équations décrites au modèle 1 sont conservées jusqu'au

moment de plastification; c'est à dire jusqu'à  $f_s=480$  MPa ou  $\varepsilon_s=0.0024$ . Ensuite, la rigidité des poutres est considérée dépendre uniquement des tiges en PRFV. Un nouveau  $I_{cr}$  est calculé en fonction de cette hypothèse, où les barres d'acier sont considérées inexistantes, et introduit dans l'équation 9-9. Les valeurs de  $M_{cr}$  et de  $I_g$  de l'équation 9-9 sont remplacées par les valeurs de  $M_a$  et  $I_e$  calculées au point de plastification. La courbe de déflexion est poursuivie jusqu'à un moment théorique équivalant la résistance de la poutre si elle n'était armée que de PRFV (F5S5 devient F500; F2S9 devient F200 etc.). Si ce moment théorique est inférieur au moment maximum donné au modèle 1, les barres d'acier contrôlent alors la résistance de la poutre et le modèle 3 ne diffère aucunement du modèle 1. Les résultats démontrent cependant que, bien que la résistance se trouve augmentée, ce modèle sous estime  $I_{cr}$  après la plastification de l'acier.

Le modèle 4 tente une fois pour toutes d'élucider l'inertie effective, après la plastification de l'acier, des poutres doublement armées. Au moment d'inertie à la fissuration qui considère les poutres armées uniquement de composite tel que présenté au modèle 3, un nouveau terme est ajouté soit l'augmentation de  $I_{cr}$  apportée par l'acier plastifié. Le module d'élasticité de l'acier plastifié est considéré constant et égale à 12.5 GPa. Le tracé de la courbe est poursuivi jusqu'à la valeur du moment résistant théorique calculée à l'équation 9-5. Ce modèle est celui qui décrit le mieux la déflexion des poutres à armatures mixtes en suivant de près la courbe expérimentale.

Finalement, le dernier modèle cherche à raffiner la prédiction du modèle 2 pour les poutres armées de PRFV uniquement. Le modèle 5 utilise l'équation de déflexion 7-27 combinée au moment d'inertie effective de l'équation 7-30 avec un coefficient  $\beta$  de 0.21. Encore une fois, une correction de la déflexion après fissuration est obtenue en soustrayant la valeur de la déflexion au point de fissuration donnée par l'utilisation de  $I_e$ , et en additionnant la valeur de déflexion au point de fissuration donnée par l'utilisation de  $I_g$ . Ces modifications permettent de rajuster la déflexion à la fissuration tout en conservant la rigidité donnée par l'équation 7-30. Ce modèle prédit mieux la déflexion des poutres en béton armé de PRFV que le modèle 2 tout en demeurant plus conservateur.

### 9.3.7 Déformabilité

Le tableau 9.17 rend compte des facteurs de résistance, des facteurs de déformation et des facteurs-J théoriques et expérimentaux. Certaines valeurs expérimentales ne sont pas disponibles dues à une rupture prématurée des jauges de déformation.

Le facteur de résistance théorique de l'équation 7-35 est calculé en trouvant un nouveau moment de service théorique correspondant à une limite élastique du béton,  $\epsilon_c$ , de 0.001 sans toutefois dépasser le moment ultime. Le moment ultime théorique reste tel quel sauf pour les poutres à armatures combinées où il est considéré égal au moment résistant théorique. Le facteur de résistance expérimental est évalué en divisant le moment résistant observé par le moment expérimental obtenu à une lecture de jauge  $\epsilon_c$  de 0.001.

Le facteur de déformation théorique est calculé à partir de l'équation 7-40. Bien que la rupture ne soit pas toujours initiée par le béton comprimé, la déformation ultime du béton, pour toutes les poutres contenant de l'acier, est fixée à 0.0035. En effet, la plastification de l'acier conduit éventuellement, à l'état ultime, à une rupture en compression du béton d'où la déformation  $\epsilon_c=0.0035$ . Pour les poutres contenant uniquement des tiges en PRFV, la rupture des tiges en tension peut empêcher le béton d'atteindre sa déformation ultime. La déformation théorique du béton, à la rupture des tiges en composite, est alors utilisée au lieu de 0.0035. Le rapport des axes neutres est celui donné par les valeurs de l'axe neutre au moment de service théorique et au moment ultime ou résistant théorique selon le cas. Lorsque la rupture théorique de la poutre survient avant que le béton n'atteigne la limite élastique de 0.001, un nouvel axe neutre est calculé à l'état ultime en supposant un comportement non linéaire du béton. Cette nouvelle valeur de l'axe neutre prend place dans l'équation 7-40 comme étant le  $c_{0.0035}$ . L'évaluation expérimentale du facteur de déformation est déterminée à partir de la déformation ultime du béton lue par les jauges (déformation au moment résistant observé) et par la lecture des axes neutres expérimentaux correspondants aux déformations demandées.

Le calcul du facteur-J est tel que donné par l'équation 7-34 sans autre modification. Les facteurs théoriques et expérimentaux montrent à plusieurs reprises des écarts imposants allant même défier la limite inférieure du facteur-J. Si les résultats théoriques demeurent assez stable d'une poutre à l'autre avec un facteur-J variant de 6.51 à 8.82 et indiquant par ailleurs une sécurité au niveau de la déformabilité des poutres étudiées, il en est tout autre des résultats expérimentaux. Le facteur-J expérimental varie de 2.70 à 16.94 pour les poutres étudiées. L'inexactitude des jauges de déformation, la non-linéarité des déformations et le comportement variable des matériaux sont tous des facteurs qui influent sur la réponse expérimentale. Une autre étude sur le facteur-J de poutres en T a démontré aussi une différence entre la valeur expérimentale et la valeur prédite de plus de 50% (JAEGER et coll., 1997a). Puisque aucune formulation théorique n'existe

pour raccommoder les déformations théoriques aux déformations expérimentales en fonction du moment appliqué, il serait difficile d'ajuster les facteurs-J sans une modification de la définition de base. Une nouvelle définition pourrait se servir des équations de déflexion des poutres, ces dernières pouvant être estimées avec plus d'exactitude quoique le moment ultime expérimental et le moment ultime théorique soient encore bien différents. Une toute nouvelle approche cherchant à concilier la capacité de design et la capacité ultime des poutres s'avérerait peut-être plus efficace pour décrire l'énergie de réserve des éléments en béton armé.

#### 9.4 Comportement à la flexion de dalles en béton armé de tiges en PRFV

Un mûrissement des dalles pendant sept jours à l'aide de jutes humides refermés par des plastiques n'a entraîné qu'une cure partielle des dalles. En effet, la surface inférieure de la dalle est très vite asséchée et le taux d'humidité à cet endroit demeure, pour la plupart du temps, bien en deçà du 100%. Ceci explique en bonne partie la fissuration prématurée des dalles.

Une très importante déflexion de la dalle SC200U, allant jusqu'à dépasser la capacité de l'installation, a entraîné un arrêt prématuré de l'essai. La charge, à laquelle l'essai a été arrêté, est considérée comme la charge de rupture lors de l'analyse. Le montage a par la suite été modifié pour répondre à d'aussi grandes déflexions.

Deux pannes électriques ont eu lieu durant les essais cycliques sur la dalle SC150OB. Une recalibration des appareils en méconnaissance de cause a entraîné la perte du zéro effectif après le premier chargement cyclique. Un rajustement approximatif a été effectué par une remise à zéro. Cependant, les valeurs de déflexion résiduelle et de déformation résiduelle, bien qu'inconnues, ne sont certes pas nulles. Il faut donc retenir l'allure des courbes tracées à partir des résultats de cette dalle plutôt que des valeurs précises de déflexion et de déformation.

##### 9.4.1 Capacité portante

D'après les rapports de renforcement actuel et balancé présentés au tableau 9.18, les dalles SC200U et SC150U sont sous-renforcées. Une rupture en tension des tiges est donc attendue pour ces dalles (voir photo 9.5). Quant aux autres dalles, elles sont sur-armées et une rupture du béton en compression devrait théoriquement survenir avant que les tiges n'atteignent leur limite élastique. Les modes de rupture théoriques et expérimentaux sont affichés au tableau 9.18. Les dalles rupturées en compression ont démontré une rupture plus graduelle que la dalle rupturée en tension.

La dalle SC2000 a subi une rupture que partielle en cisaillement-compression de telle sorte que, après un rechargement allant jusqu'à 50% de la capacité de la dalle, une rigidité similaire au premier chargement et un comportement linéaire ont été observés. Une très grande déflexion des dalles a précédé chaque rupture, fournissant par ailleurs un avertissement adéquat avant l'atteinte de la limite de résistance de la dalle (voir photo 9.6). Les résultats théoriques, expérimentaux et observés sur la résistance de chacune des dalles sont présentés au tableau 9.19. A moins d'avis contraire, tous les moments théoriques de cette section ont été calculés à partir des équations présentées à la section 7.2.

### *Moment de fissuration*

Le tableau 9.19 exhibe deux moments de fissuration théoriques. Le premier, th. t, exprime les valeurs théoriques trouvées en utilisant, dans les équations de calcul, les valeurs théoriques du module d'élasticité et du module de rupture du béton présentées au tableau 8.7. Le second moment théorique, th. e, utilise les valeurs expérimentales des paramètres du béton données aussi au tableau 8.7. Les définitions des moments de fissuration expérimentaux et observés restent par ailleurs inchangées, et sont explicitées à la section 9.2.1. Précisons simplement que le moment de fissuration observé est celui lu juste avant une chute importante de l'axe neutre, ce qui peut être un peu plus élevé que le moment observé à l'apparition de la première fissure (voir section 9.4.5).

Encore une fois, aucune corrélation entre le pourcentage d'armature et la charge où se produit la chute de l'axe neutre ne peut être établie. Puisque les résistances des bétons sont toutes sensiblement les mêmes d'une dalle à l'autre, il est impossible de se prononcer sur l'effet de ce dernier sur l'initiation de la fissuration au cours de cette série d'essai. L'épaisseur de la dalle a cependant un rôle sans équivoque sur le moment de fissuration, ce dernier étant directement proportionnel à la hauteur de l'élément.

Le  $M_{cr-th.e}$  excède en tout temps le  $M_{cr-th.t}$ , tout comme le module de rupture expérimental excède en tout temps le module de rupture théorique. Ces deux valeurs sont toutefois, dans la majorité des cas, bien supérieures au  $M_{cr-ex.}$  et au  $M_{cr-ob.}$  surestimant le moment de fissuration. Bien que les éléments servant à identifier les caractéristiques du béton soient exposés aux mêmes conditions que la dalle, ils sont de part de leur géométrie et leur dimension mieux protégés d'un assèchement de la surface. Ils représentent donc inadéquatement le béton en tension de flexion situé sous la dalle ce qui explique en partie les différences entre les résultats

théoriques et expérimentaux. Les déformations prévues pour une rupture en tension du béton arrivent ainsi à un moment bien inférieur à celui attendu.

#### *Moment de service*

La signification des différents moments de service est la même qu'aux sections 9.2.1 et 9.3.1. La différence entre les deux  $M_{se.th.}$  a été explicitée à deux paragraphes plus haut. Tous les arguments décrivant les  $M_{se}$  demeurent par ailleurs inchangés. Contrairement à la section 9.3.1 où un  $M_{se}$  supérieur au  $M_u$  a été trouvé à quelques reprises, c'est au tour du  $M_{se}$ , dans le cas des dalles, à être surpassé cette fois ici par le  $M_{cr}$ . En effet, le transfert de charge à être effectué au moment de la fissuration des dalles est de très lourde taille de telle sorte qu'il se produit un soubresaut irréversible de la courbe moment-déformation accompagné par une chute importante de l'axe neutre. Ce soubresaut se traduit par un gain rapide de déformation, lorsque le chargement s'effectue en contrôle de force, ou par une chute rapide du moment appliqué, si le chargement s'effectue en contrôle de déplacement. Toutefois, une augmentation de l'épaisseur de la dalle, accompagnée d'un rapport de renforcement élevé, inhibe cet effet.

Sauf pour les dalles SC150O, les moments de service théoriques, expérimentaux et observés se comparent assez bien. Les dalles SC150OA et SC150OB présentent des  $M_{se-ob.}$  un peu plus élevés que les  $M_{se-th.}$  et les  $M_{se-ex.}$  mais, étant donné la difficulté de trancher exactement le point de changement de linéarité du béton, il ne faut pas regarder ces valeurs d'un oeil trop critique. En aucun cas le  $M_{cr-ob.}$  n'a excédé le  $M_{se-ob.}$ , ce qui porte à croire que le transfert de charge à la fissuration n'est pas aussi critique que prévu par la théorie, n'eut été du faible  $M_{cr}$  observé. Telle que prévue par la théorie, l'augmentation de l'épaisseur de la dalle augmente plus favorablement le moment de service que ne le fait l'augmentation du pourcentage d'armature pour les modèles de dalle utilisés.

#### *Moment ultime*

Le moment ultime pour les dalles sous-armées est donné par la limite élastique des tiges en PRFV alors que pour les dalles sur-armées, il est donné par la limite de déformation du béton qui théoriquement est de 0.0035.

Bien que le chargement de la dalle SC200U ait été arrêté prématurément, la lecture des jauges situées sur l'armature démontre une déformation des tiges en PRFV supérieure à celle

obtenue lors des essais de tensionnement des tiges. Le moment ultime obtenu demeure toutefois inférieur à la théorie.

La rupture partielle en cisaillement-compression de la dalle SC2000 a possiblement empêché l'atteinte du  $M_u$ -th. Il est à noter qu'une telle rupture n'aurait pas dû se produire selon la théorie classique du béton armé.

Le  $M_u$ -ob. de la dalle SC150U s'apparente à celui prévu par la théorie. Une rupture prématurée des jauges sur les armatures n'a cependant pas permis une lecture des déformations des barres à la rupture. Les dernières valeurs enregistrées démontrent des déformations de l'ordre de  $18\ 000\ \mu\text{m}$ .

Les dalles SC150OA et SC150OB affichent des  $M_u$ -ob. similaires et supérieurs à la théorie d'environ 20%, ce qui n'est tout de même pas négligeable. Ceci peut s'expliquer par une remontée de l'axe neutre plus importante que celle prédite par la théorie sans toutefois atteindre une limite aussi basse que celle prédite par la théorie. Le chargement cyclique n'a donc certes pas affecté la résistance globale de la dalle SC150OB.

Somme faite, le rapport de renforcement augmente beaucoup plus le  $M_u$  que le  $M_{se}$  et son effet s'apparente à celui apporté par une augmentation de l'épaisseur de la dalle.

#### 9.4.2 Déformation

Les déformations des armatures, du béton et du couple armature-béton sont données aux figures 9.203 à 9.227. D'importants gains de déformation tant au niveau de l'armature que du béton sont observés à la fissuration de la dalle. Ces gains sont d'autant plus importants si le taux de chargement est réalisé par contrôle de charge et/ou que la dalle est sous-armée. En déflexion contrôlée, chaque nouvelle fissure qui apparaît est accompagnée d'une perte de charge subite, qui pouvait entraîner un arrêt de l'essai selon le niveau de détection demandé. Certaines dalles ont donc subi involontairement des cycles de charge/décharge. Après fissuration, un gain de charge sans grande déformation est observé jusqu'à ce que la charge avant fissuration soit atteinte, après quoi le taux charge/déformation revient à celui avant fissuration. En d'autres mots, les déformations demeurent essentiellement linéaires.

La première figure de chaque série de trois figures laisse voir les déformations lues au centre de chacune des barres d'armature. Un LVDT horizontal, placé sur le côté de la dalle à la hauteur des barres d'armature et identifié sur les courbes comme L, a de même reproduit



fidèlement les déformations. Les variations entre les différentes lectures peuvent être dues à plusieurs facteurs notamment l'adhérence béton/armature, au transfert de charge et au réseau de fissuration entourant le point de lecture. Des jauges plus ou moins parallèle à la barre peuvent conduire à de plus faibles lectures de déformation que celles réellement subies. De même, un LVDT, attaché sur le côté du béton et situé entre deux fissures, ne sera pas sollicité de la même façon qu'une jauge collée sur l'armature et située entre ses deux mêmes fissures.

Les déformations subies par le béton sont tracées à la deuxième figure de chaque série de trois figures. Elles démontrent un schéma similaire d'un point de lecture à l'autre quoique d'amplitude quelque peu différente. Les jauges A, C et B sont placées, respectivement, à la surface du centre de la dalle au côté face à la prise de lecture du réseau de fissures, en plein centre et au côté opposé à la prise de lecture. Les lectures prises par les LVDT sont identifiées par LA pour le LVDT placé du côté A et LB pour le LVDT placé du côté B. Un LVDT de la dalle SC150U est resté collé une bonne partie du parcours, mais a tout de même été récupéré pour la toute fin rassurant ainsi la lecture des jauges. Les deux LVDT de la dalle SC150OA ont démontré un comportement complètement hors borne à croire à une mauvaise calibration des appareils. De même, les jauges de cette dalle confèrent au béton des déformations très importantes à l'état ultime.

Les moyennes corrigées des lectures des jauges et/ou des LVDT sont présentées à la troisième figure de chaque série. Deux différents comportements sont facilement remarquables pour chaque matériau soit celui avant fissuration et après fissuration. Bien qu'ayant des rigidités différentes, les déformations dans le béton et l'armature se suivent de très près de sorte que chaque action ou événement dans un matériau est révélé par une réaction dans l'autre élément.

Les figures 9.215 à 9.227 indiquent les déformations subies par la dalle SC150OB. La fissuration du béton est facilement repérable chez l'armature par un gain rapide en déformation, alors que chez le béton, les jauges placées à 36 et 23 mm de la surface passent de la compression à la tension, confirmant la valeur très faible de l'axe neutre. Dès le premier chargement cyclique, les déformations encourues par le béton et l'armature subissent des variations, suivant le nombre d'oscillations, tant dans une direction que dans l'autre. Il demeure toutefois impossible de se prononcer face au niveau de déformation résiduelle subit par l'armature et le béton à la fin de ce premier cycle. Au deuxième chargement cyclique, une tendance générale à l'augmentation des déformations semble être observée tant chez l'armature que chez le béton. Les déformations chez l'armature 2 semblent toutefois se relâchées au fur et à mesure que celles des armatures 1 et 3

augmentent. La reprise du chargement après le deuxième chargement cyclique démontre, tant chez l'armature que chez le béton, des déformations résiduelles. Les oscillations continues des déformations chez les armatures tout au long de la reprise du chargement indiquent soient un détachement partiel des jauges, un voltage d'excitation des jauges trop élevé pour ce genre de chargement ou une redistribution continuelle de la charge. Un transfert de charge instable, constamment relocalisé, pourrait se produire dû à une rupture partielle d'adhérence provoquée par le chargement cyclique ou encore par la formation d'un réseau de micro-fissure au pourtour de l'armature. Ce sujet mériterait une étude plus approfondie qui dépasse la portée de cette étude. Quant au béton, aucune oscillation des déformations n'est observée pendant la reprise de chargement.

La figure 9.228 compare les déformations subies par les armatures des différents modèles de dalle. Le rapport d'armature influence plus le taux de déformation subi par une seule barre d'armature que ne le fait l'épaisseur de la dalle.

La figure 9.229 compare les déformations à la surface du béton en compression des quatre premières dalles. Cette fois-ci, c'est l'épaisseur de la dalle qui influence plus favorablement les déformations que ne le fait le rapport de renforcement.

#### 9.4.3 Axe neutre

Le tableau 9.19 fait part de l'axe neutre théorique, de l'axe neutre expérimental et de l'axe neutre observé pour les différents moments étudiés. Les dalles sous-armées ne démontrent aucune remontée évidente de l'axe neutre au passage du  $M_{se}$  au  $M_u$ . On ne peut cependant pas en dire autant des dalles sur-armées, démontrant ainsi un rapport entre la remontée de l'axe neutre et le mode de rupture de la dalle. La position de l'axe neutre est en générale sous-estimée par la théorie, différence qui gagne de l'importance avec la diminution de l'épaisseur de la dalle. Théoriquement, la position de l'axe neutre devrait augmenter avec l'épaisseur de la dalle et le rapport de renforcement. Cette constatation n'est toutefois pas observée expérimentalement.

Les figures 9.230 à 9.233 tracent la valeur expérimentale de l'axe neutre donnée par les jauges de déformation en fonction du moment maximum. La chute de l'axe neutre à la fissuration apparaît plus soudaine pour les dalles sous-renforcées et plus hésitante pour les dalles sur-armées. Bien qu'une légère augmentation de l'axe neutre après fissuration soit possible pour les dalles sur-armées, l'axe neutre, peu après la fissuration, demeure essentiellement le même.

La figure 9.234 trace l'axe neutre expérimental au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB en s'inspirant de l'hypothèse de la linéarité des déformations. Les toutes premières valeurs de l'axe neutre à la montée du moment ont été retirées dues à une distribution encore trop aléatoire. Comme la jauge collée à la surface du béton n'a pas fonctionné, la jauge collée sur le côté de la dalle à 13 mm de la surface sert de base de mesure. En associant ces valeurs aux autres valeurs relevées par les jauges de déformation disposées à 23 ou 36 mm de la surface du béton (centre et bas, respectivement sur la figure) ou encore sur l'armature, plusieurs valeurs hypothétiques de l'axe neutre peuvent être trouvées. Suivant la prédiction de la position de l'axe neutre donnée par les jauges de déformations situées sur l'armature, la jauge située à 23 mm serait sollicitée en compression alors qu'elle est en réalité sollicitée en tension. La grande variabilité de ces valeurs montre les préjudices qui pourraient être subis par des développements théoriques basés fortement sur l'hypothèse énoncée ci-haut, le facteur-J en est un exemple. En effet, si les déformations suivraient à la lettre cette hypothèse, une seule et même valeur de l'axe neutre serait trouvée.

La figure 9.235 trace l'évolution de l'axe neutre au deuxième cycle de chargement. La réponse des jauges en début de chargement est très instable donnant un axe neutre très fictif. Par contre, au début du chargement cyclique, les lectures se sont stabilisées donnant un axe neutre beaucoup plus stable, mais qui présente une augmentation suivant le nombre de cycle. La figure 9.236 présente une moyenne des lectures de l'axe neutre prise à partir des armatures 1 et 3.

La figure 9.237 décrit l'évolution de l'axe neutre du début de chargement jusqu'à la rupture de la dalle SC150OB. Le bruit rencontré dans ces réponses provient de la lecture de jauges de déformation de l'armature comme discuté dans la section 9.4.2.

#### 9.4.4 Réseau de fissuration

Les réseaux de fissuration à 50% et 90% du moment ultime sont présentés pour chaque dalle aux figures 9.238 à 9.242. Règle générale, les premières fissures se sont produites sous les points de charge avant d'apparaître au centre de la dalle. Ceci peut s'expliquer par des efforts de cisaillement plus grand, en dessous des points de charge sans qu'il n'y est d'étrier pour reprendre ses efforts. Les fissures subséquentes se sont concentrées entre les fissures déjà inaugurées pour s'étendre finalement dans les portées de cisaillement. Du début jusqu'à la fin du chargement, les fissures demeurent assez près de la verticale avec seulement de légères inclinaisons à la toute fin

du parcours. A peu près toutes les fissures se produisent à une charge inférieure à environ 65% du moment ultime. Après quoi, les fissures se contentent d'élargir et de progresser quelque peu vers le haut de la dalle. Un soulèvement du béton comprimé traversant le centre de la dalle a signalé les ruptures en compression. Quant à la rupture de la dalle en tension, une ouverture excessive de la première fissure a causé sa perte.

Le tableau 9.20 indique l'espacement des fissures expérimentales pour chacune des dalles à différents niveaux de chargement. A 25% du moment ultime, les dalles sous-armées ne présentent qu'une seule fissure d'où l'impossibilité de donner un espacement. A 75% du moment ultime, la grande majorité des fissures se sont déjà produites et l'espacement entre les fissures est déjà assez stable. Le chargement cyclique ne démontre pas influencer significativement l'espacement des fissures. Quant à l'influence de l'épaisseur de la dalle et du rapport de renforcement, aucune corrélation évidente ne peut être établie.

#### 9.4.5 Largeur de fissure

La figure 9.243 compare l'évolution de la largeur de fissure des différents modèles de dalle. Selon le tracé des courbes, de plus grandes fissures, pour un même moment appliqué, sont obtenues pour les dalles sous-armées. L'influence de l'épaisseur de la dalle se fait sentir surtout à l'initiation de la fissuration. Ainsi un rapport de renforcement élevé et une plus grande épaisseur de dalle contribueraient à diminuer la largeur de fissure.

Les figures 9.244 à 9.247 comparent la fissuration expérimentale avec les prédictions des modèles théoriques. Le modèle 1 est celui donné par l'équation 7-22, développée par Gergely et Lutz utilisant un coefficient  $K_g$  de  $40.9 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$  pour les armatures C-BAR à base de fibre de verre. Le deuxième modèle est celui décrit par l'équation 7-24 basée sur les développements théoriques de l'espacement des fissures de Watstein et Bresler. Une contrainte d'adhérence maximale de 16 MPa est alors utilisée pour les barres d'armature C-BAR. Règle générale, le modèle 1 prédit mieux le comportement expérimental que le modèle 2. Il faut cependant noter que les largeurs de fissure relevées sont très grandes par rapport à celles de dalles armées de barre d'acier et dépassent donc la portée initialement prévue pour ces équations. Rappelons que la largeur maximale de fissure prévue par la norme est de 0.33 mm pour un élément structural exposé à des conditions externes ce qui est dépassé près de 10 fois dans le cas présent.

#### 9.4.6 Déflexion

Les figures 9.248 à 9.252 tracent les courbes expérimentales et théoriques de la déflexion des dalles en fonction du moment maximum. Cinq différents modèles théoriques sont utilisés. Comme le moment de fissuration de la dalle s'est produit à une charge beaucoup plus faible que prévue par la théorie, tous les modèles utilisent, dans leurs équations théoriques, le moment expérimental à laquelle la première fissure s'est produite, comme moment de fissuration.

Les modèles 1, 2 et 3 sont les même que ceux décrits à la section 9.2.6. Si le modèle 3 s'avérait assez juste pour les poutres, cela n'est malheureusement plus le cas pour les dalles. En effet, la différence entre  $I_g$  et  $I_{cr}$  dans le cas des dalles est si grande que le rapport  $M_{cr}/M_a$  élevé à la puissance trois s'avère encore trop faible pour diminuer efficacement  $I_e$ . Il en résulte, qu'à la rupture de la dalle, l'inertie effective calculée est encore plusieurs fois supérieure à l'inertie de la section complètement fissurée. Augmenter la puissance de ce rapport s'avère aussi inefficace puisqu'il n'en résulte que plusieurs ondulations de la courbe de déflexion, sans pour autant diminuer de façon appropriée  $I_e$  après fissuration. Le modèle 2 réduit rapidement l'inertie effective après fissuration. Cette diminution est cependant exagérée pour les dalles sur-armées sans compter que l'inertie effective devient inadéquate avec la montée du moment pour les dalles sous-armées. Quant au modèle 1, il devient complètement hors limite en sous estimant la déflexion des dalles.

Le modèle 4 est identique au modèle 1 sauf que l'inertie effective,  $I_e$ , est considérée constante et égale à  $I_{cr}$  et décrit donc la borne inférieure de la déflexion. Comme il est possible de le remarquer, la déflexion à la rupture de la dalle est très bien approximée par ce modèle. Ce fait soutient que le  $I_{cr}$  théorique s'apparente au  $I_{cr}$  expérimental.

A partir des connaissances des éléments mentionnés ci-haut, de nouveaux éléments devraient être introduit dans le calcul de l'inertie effective, notamment l'amplitude de la différence entre  $I_g$  et  $I_{cr}$  ainsi que le rapport de renforcement. L'équation 7-30 cherche à diminuer l'inertie effective des PRFV à partir d'une diminution de  $I_g$ . Cette approche est irrationnelle car advenant une faible différence entre  $I_g$  et  $I_{cr}$ , une  $I_e$  plus faible que  $I_{cr}$  pourrait être trouvée. Ce qu'on cherche en fait, c'est de réduire  $I_e$  en tenant compte des éléments sub-mentionnés sans toutefois augmenter la puissance du rapport  $M_{cr}/M_a$ . La nouvelle approche suggérée consiste donc à multiplier la différence  $(I_g - I_{cr})$  par un facteur de correction qui serait fonction des nouveaux éléments mentionnés et applicable à tous les éléments en béton armé qu'importe leur type d'armature. Après avoir compilé le facteur de correction expérimental approprié à appliquer à la formule de l'inertie

effective pour chaque courbe de déflexion, la relation entre les paramètres de la dalle et ce facteur a été établie et a donné ce qui suit:

$$I_e = I_{cr} + 2.5 \left( \frac{I_{cr}}{I_g} \times \frac{\rho}{\rho_b} \right) (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (9-10)$$

Bien que non percible à partir des résultats expérimentaux de la présente étude, un autre paramètre affectant l'inertie effective pourrait ressortir, soit l'apport amené par l'armature dans le calcul de  $I_{cr}$ .

Puisqu'un seul type de barre et un seul type de béton ont été utilisés dans les dalles, ce facteur se trouve caché à l'intérieur du 2.5 mais pourrait aisément en être ressorti pour donné l'équation suivante:

$$I_e = I_{cr} + 2.1 \left( \frac{E_f}{E_c} \times \frac{I_{cr}}{I_g} \times \frac{\rho}{\rho_b} \right) (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (9-11)$$

Les valeurs théoriques de ce nouveau facteur, modifiant l'inertie effective développé par Branson, sont présentées au tableau 9.21 et comparées aux valeurs expérimentales trouvées par essai et erreur. Il est à noter que le tracé est très sensible à de faibles variations de ce facteur. Plus d'études devraient donc être faites pour décortiquer les autres éléments se cachant à l'intérieur du 2.1 inscrit dans le facteur, mais qui demeurent confondu dans la présente étude. Citons entre autre le mode et le type de chargement, l'adhérence des barres d'armature utilisées ou encore le rapport largeur/longueur. Il est à noter que, quel que soit la valeur obtenue de ce facteur, elle ne devra jamais être supérieure à 1.

Le modèle 5 utilise l'inertie effective de l'équation 9-11 dans l'équation 7-27. Il ne fait aucun doute que ce modèle prédit mieux la déflexion que tous les autres modèles proposés. Le modèle 5 suit de très près la déflexion expérimentale de toutes les dalles, exception faite de la dalle SC150OB où le tracé expérimental de la déflexion n'est qu'approximatif.

La figure 9.253 compare la déflexion des différentes dalles selon le moment enregistré. La rigidité des dalles est fortement influencée par le rapport d'armature et l'épaisseur de la dalle.

La figure 9.254 présente la déflexion de la dalle SC150OB à l'issue du premier cycle. Chaque perte de charge rapide indique la formation d'une nouvelle fissure. Une augmentation de la déflexion avec le nombre de cycle est persible.

La figure 9.255 fait part de la déflexion de la dalle SC150OB au deuxième cycle de chargement. La poursuite de la courbe vers une même rigidité qu'avant la décharge peut être remarquée. Encore une fois, un gain de déflexion suivant le nombre de cycle est discerné.

#### 9.4.7 Chargement cyclique

Les figures 9.256 à 9.260 font part de diverses variations sous chargement cyclique de la dalle SC150OB au cours du premier chargement cyclique appliqué, soit celui d'une fréquence de 4 Hz avec un chargement programmé entre 12 et 22 kN. En examinant la figure 9.256, il est possible de remarquer une amplitude de chargement différente que celle véritablement programmée, donnant un minimum d'environ 14 kN et un maximum d'environ 20.5 kN. Une tendance vers une diminution de l'amplitude du chargement est observée avec l'augmentation du nombre de cycle. Une diminution de la charge maximale appliquée est aussi observée après un peu plus d'un million de cycle.

La figure 9.257 fait part de la variation des déformations subies par deux barres d'armature de la dalle dues aux chargements cycliques. Alors que l'armature 1 démontre une augmentation des déformations suivant le nombre de cycle, l'armature 2 affiche une diminution des déformations. De même, l'amplitude des déformations subies par l'armature 1 est beaucoup plus faible que celle de l'armature 2. Ceci pourrait s'expliquer en partie par une fissuration du béton au niveau de la prise de lecture des déformations de l'armature 2 dégradant progressivement l'adhérence et donc le transfert de charge. Ceci aurait pour effet d'accroître la fraction de la charge reprise par l'armature 1. La différence entre l'amplitude des déformations d'une barre à l'autre pourrait s'interpréter comme une position de la jauge de déformation de la barre 2 plus basse que celle de la barre 1 et/ou comme une différence des modules d'élasticité des barres. Cette dernière supposition est cependant quelque peu farfelue si l'hypothèse de la linéarité des déformations est acceptée comme étant une vérité absolue. Une réalité plus convainquante serait une variation des déformations pour une même position verticale, suivant la largeur de la dalle.

La figure 9.258 montre les déformations du béton à 13, 23 et 36 mm du haut de la dalle suivant le nombre de cycle. La jauge installée à 13 mm du haut montre une légère augmentation des déformations avec l'augmentation du nombre de cycle. Quant aux déformations lues par la jauge installée à 23 mm du haut de la dalle, elles demeurent stables. Un bris prématuré de la jauge située à 36 mm, causé par l'interception d'une fissure, rend impossible une attestation quant à l'orientation des déformations à cette position. L'axe neutre étant très élevé, l'amplitude des déformations subies en s'éloignant de ce dernier apparaît très évidente sur cette figure.

La figure 9.259 trace la position de l'axe neutre suivant le nombre de cycle. Suivant l'hypothèse de la linéarité des déformations et en se servant de la jauge situé à 13 mm comme base

de lecture, l'axe neutre relevant des autres positions de lecture a pu être tracé. La position de l'axe neutre varie grandement selon la lecture de jauge associée à la base de lecture, rejetant le doute sur la validité de l'hypothèse des déformations linéaires. Les lectures de l'axe neutre à partir du centre (jauge situé à 23 mm du haut de la dalle) et à partir de l'armature s'accordent toutes deux pour dire que la valeur de l'axe neutre augmente avec le nombre de cycle bien que l'amplitude de cette augmentation diffère.

La figure 9.260 montre une augmentation de la déflexion suivant le nombre de cycle. L'amplitude de la déflexion minimale et maximale suivant le niveau de chargement demeure constante tout au long de son ascension.

Les figures 9.261 à 9.269 décrivent le comportement de la dalle lors du deuxième chargement cyclique, soit celui de 1 Hz effectué à une amplitude programmée entre 22 et 45 kN. La figure 9.261 montre une différence entre l'amplitude programmée et l'amplitude réelle enregistrée qui elle est entre 24 et 41 kN. Une diminution de la charge maximale appliquée est aussi observée à plusieurs reprises mais surtout entre 400 et 600 mille cycles.

D'après la figure 9.262, les déformations subies par l'armature 1 n'augmentent que très légèrement avec le nombre de cycle. Le rapport des déformations est cependant très grand, les déformations minimales étant quintuplées à la charge maximale. A la figure 9.263, les déformations de la barre 2 diminuent avec le nombre de cycle. Possiblement l'apparition de nouvelles fissures entraîne des pertes de la charge locale reprise par cette armature. La figure 9.264 montre un comportement assez stable de l'armature 3 face à l'augmentation du nombre de cycle. La diminution de la charge maximale entre 400 et 600 mille cycles est très visible. L'étendue des déformation est cependant plus grande que les autres armatures, allant chercher une déformation maximale dans les 3300 micro déformations. Les figures 9.262 à 9.264 montrent une sensibilité des lectures face au milieu environnant indiquant ainsi des conditions bien locales.

La figure 9.265 présente les déformations lues par la jauge collée sur le béton à 13 mm du haut de la dalle. L'augmentation des déformations suivant le nombre de cycle ne peut passer inaperçu mais semble se stabiliser à la fin du chargement cyclique. De même, étant situé plus près de l'axe neutre, la variation de la réponse, face aux oscillations entre la charge minimale et maximale, est plus faible que celle obtenue par les armatures. Une détérioration plus accentuée chez le béton que chez l'armature, face au chargement cyclique, peut s'expliquer par le fait que le béton a dépassé sa limite élastique.



Les figures 9.266 à 9.268 décrivent la position de l'axe neutre selon les lectures de déformation de l'armature 1, 2 et 3, respectivement. Chacune de ces lectures réfère à une position de l'axe neutre qui augmente avec le nombre de cycle. L'axe neutre semble aussi varier en fonction du niveau de chargement, oscillant avec la charge. Quant aux pertes locales de charge par l'armature 2, elles se traduisent par une remontée excessive de l'axe neutre.

Encore une fois, un gain de déflexion suivant le nombre de cycle peut être remarqué à la figure 9.269. Ce gain augmente rapidement au début du chargement cyclique pour se lénifier par la suite. La réduction de la charge maximum appliquée entre les 400 et 600 miles cycles est aussi observable pour la réponse de la déflexion.

#### 9.4.8 Déformabilité

Le tableau 9.22 fait part des facteur-J expérimentaux et théoriques. Les facteurs de résistance, de courbure et le facteur-J ont été calculés à partir des équation 7-35, 7-38 et 7-34, respectivement.

Comme à la section 9.3.7, les réponses théoriques et expérimentales du facteur-J diffèrent grandement. Si les résultats théoriques affichent des valeurs plutôt stable d'une dalle à l'autre, les résultats expérimentaux démontrent de grandes variances. Ceci s'explique par la sensibilité du système face à des réponses qui sont fonction du niveau de déformation. Ainsi, bien que la déformation ultime théorique du béton à la rupture soit de 0.0035, il peut en être tout autre expérimentalement. La déformation à la rupture des barres en PRFV est aussi aléatoire et peut donc modifier la lecture de déformation du béton prévue à la rupture des tiges. De même, la position de l'axe neutre expérimental, suivant la théorie des déformations linéaires, varie en fonction des points de mesure. Tout ces paramètres contribuent à augmenter l'écart entre le facteur de courbure théorique et expérimental. Toutefois, bien que le facteur de courbure ait affiché d'importantes variations, les facteurs de résistance théoriques et expérimentaux coïncident assez bien. Une chute du taux de gain de résistance, reliée à une redistribution des déformations après l'apparition de la première fissure, a occasionné un moment très stable à une lecture de déformation  $\epsilon_c$  au environ de 0.001 (voir les déformations au  $M_{se}$  de la dalle SC150U au tableau 9.19). Ce mécanisme a joué un rôle stabilisateur en faveur du facteur de résistance des dalles à l'étude mais, il est à noter qu'en temps normal, il aurait pu en être tout autre.

## 10. EXEMPLES DE CALCUL

### 10.1 Introduction

Deux exemples de calcul, utilisant les équations retenues du dernier chapitre, sont présentés suivant le calcul aux états limites. Les considérations qui suivent sont prises en ligne de compte.

Pour le design, la norme prévoit des facteurs de sécurité qui se traduisent en facteur de sous résistance pour les matériaux. Ces facteurs sont de 0.6 et de 0.85 pour le béton et les barres d'acier respectivement. Etant donné une plus grande variabilité des barres en composite que les barres d'acier, un coefficient de tenue d'au plus 0.75 est recommandé et utilisé dans les présents calculs.

Une rupture en tension des tiges est considérée plus fragile qu'une rupture du béton en compression et donc moins souhaitable. Le rapport de renforcement balancé devient donc le rapport de renforcement minimum pour les composites.

Le faible module d'élasticité des barres en PRFV entraîne d'importantes déflexions et largeurs de fissure. Ces facteurs et non la résistance globale de l'élément contrôleront probablement le design des poutres armées uniquement de tiges en PRFV.

### 10.2 Exemple de calcul pour une poutre doublement armée

Vous êtes employés par une firme d'ingénieur. Un de vos confrères, auquel on avait demandé de faire le design d'une poutre doublement armée, vient de quitter pour travailler à l'extérieur. La poutre commandée a été construite mais on a modifié son affectation. On vous demande de calculer la charge maximale pondérée qu'on peut appliquer à cette poutre sachant qu'elle est simplement supportée et qu'on prévoit y appuyer deux poutrelles secondaires, chacune disposée au tiers centrale. Le montage prévu n'est pas sensible à de grandes déflexions. La poutre en question a une portée de 4500 mm, une hauteur de 500 mm et une largeur de 300 mm. Elle contient suffisamment d'étrier pour répondre à un effort tranchant de 400 kN. Elle est armée de quatre barres d'armature d'acier #20 et de quatre barres d'armature Isorod #20 situées respectivement à 395 et 440 mm du haut de la poutre. Aucune armature de compression n'est utilisée si ce n'est que deux tiges de faible diamètre ne servant qu'à maintenir les étriers en place lors de la coulée. Le béton a une résistance nominale en compression de 40 MPa, un module d'élasticité de 28 000 MPa et un module de rupture de 3.8 MPa.

Un résumé des caractéristiques de la poutre et des matériaux constituant peut s'établir

comme suit:

L	4500 mm
a	1500 mm
h	500 mm
b	300 mm
y	250 mm
$n_s, n_f$	4
$A_s, A_f$	1200 mm <sup>2</sup>
$A'_s$	0 mm <sup>2</sup>
$d_c$	60 mm
s	395 mm
f	440 mm
$E_s$	200 GPa
$E_f$	42 GPa
$f'_c$	40 MPa
$E_c$	28 GPa
$f_r$	3.8 MPa
$\alpha_1$ (Eq. 7-14)	0.79
$\beta_1$ (Eq. 7-15)	0.87
$K_s$	$11 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$
$K_f$	$48.7 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$
$A_{es}, A_{ef}$	24750 mm <sup>2</sup>
$A_t$	49500 mm <sup>2</sup>

Les premiers calculs sur les propriétés mécaniques de la poutre donnent ce qui suit:

Inertie brute de la section, $I_g$ ( $bh^3/12$ )	$3125 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment de fissuration, $M_{cr}$ (Eq. 7-1)	47.5 kN.m
Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ (Eq. 7-11)	136 mm
Tension dans l'armature d'acier à l'état de service, $f_{sse}$ ( $\epsilon_{sse}E_s$ )	272 MPa
Tension dans l'armature Isorod à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_s$ )	67 MPa

Moment de la section élastique fissurée, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	145.8 kN.m
Inertie de la section fissurée, $I_{cr}$ (Eq. 7-28)	$993 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre l'axe neutre et le bas de la poutre, $h_2$ (h-c <sub>se</sub> )	364 mm
Distance entre l'axe neutre et l'armature d'acier, $h_{1s}$ (s-c <sub>se</sub> )	259 mm
Distance entre l'axe neutre et l'armature Isorod, $h_{1f}$ (f-c <sub>se</sub> )	304 mm
Largeur de fissure, $w$ (Eq. 9-7)	0.29 mm

La section répond donc à l'état de service à la limite de largeur de fissure de 0.33 mm pour les éléments structuraux exposés. Il reste maintenant à évaluer le moment maximum pondéré pouvant être appliqué et la déflexion qu'il implique. Deux approches peuvent alors être utilisées. La première, conservatrice, considère la limite d'élasticité de l'acier comme critère de rupture. La contribution de l'armature en PRFV à la résistance de la poutre est alors très faible. En fait, les barres en composite servent surtout de barrière de protection contre la corrosion de l'acier en limitant la fissuration et en permettant un revêtement de béton plus imposant. La deuxième approche, plus libérale, évalue la limite de résistance du béton comme critère de rupture. L'acier plastifié se déforme indéfiniment en reprenant une charge fixe conduisant à une contrainte dans l'armature de 480 MPa. Si une plus grande résistance en tension est nécessaire, elle est fournie par l'armature en composite. L'acier est alors utilisé surtout pour limiter la déflexion et la largeur de fissure.

#### 10.2.1 Première approche

En limitant la déformation dans l'acier,  $\epsilon_s$ , à 0.002 et en appliquant les coefficients de tenu du béton, de l'acier et des barres en PRFV dans le calcul du moment ultime, on obtient les résultats suivant:

Axe neutre de la section inélastique pondérée, $c$ (Eq. 7-16)	100 mm
Moment ultime pondéré, $M_u$ (Eq. 7-17)	177.9 kN.m
Inertie effective au moment ultime pondéré, $I_e$ (Eq. 7-29)	$1034 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Déflexion au moment ultime pondéré, $\Delta$ (Eq. 7-27)	13.6 mm

Selon la déflexion obtenue, le moment ultime pondéré applicable serait moindre que celui calculé si la poutre en question doit répondre au critère de déflexion de  $L/360$  donné au tableau 9.2 de la

norme. La déflexion deviendrait alors le facteur limitatif pour la poutre et non sa résistance. Il va de soit que, selon ce critère, la deuxième approche n'est d'aucune utilité puisque aucun gain de résistance n'est accessible sans une augmentation de la déflexion. En limitant la déflexion à 12.5 mm, le moment pondéré maximum causé par une charge vive serait de 164.8 kN.m. Supposons toutefois que la poutre à une limite de déflexion permise de  $L/180$ , 25 mm, telle que donnée à la table 9.2 de la norme pour les toits plats. Selon cette approche et en soustrayant le moment provenant du poids pondéré de la poutre, soit 11.6 kN.m, la charge maximale pondérée provenant de chacune des poutrelles serait de  $166.3 \text{ kN.m}/1.5 \text{ m} = 110.8 \text{ kN}$ .

#### 10.2.2 Deuxième approche

Cette approche est basée sur l'évaluation du moment résistant de la section 9.3.1 et sur la déflexion telle que décrite par le modèle 4 de la section 9.3.6. La courbe de déflexion passe ainsi par un changement de pente à la plastification de l'acier. A l'aide des équations 7-16 et 7-17 et en utilisant une déformation  $\epsilon_s$  de 0.0024, le moment auquel se produit ce changement de rigidité de la poutre peut être évalué. Il est à noter que, dans ce calcul, aucun facteur de sous résistance des matériaux n'est nécessaire puisqu'il ne s'agit que d'évaluer une position de déflexion. Les résultats sont comme suit:

Axe neutre à une déformation $\epsilon_s$ de 0.0024, $c$ (Eq. 7-16)	87 mm
Moment au changement de pente de déflexion, $M$ (Eq. 7-17)	261.6 kN.m
Axe neutre du moment ultime pondéré, $c$ (Eq. 9-4)	150 mm
Moment ultime pondéré, $M_u$ (Eq. 9-5)	256.9 kN.m
Inertie effective au moment ultime, $I_e$ (Eq. 7-29)	$1007 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Déflexion au moment ultime pondéré, $\Delta$ (Eq. 7-27)	20.2 mm

Si le moment ultime pondéré avait été supérieur au moment de changement de pente, il aurait été nécessaire d'utiliser l'équation 9-9 pour l'évaluation de la déflexion avec les modifications proposées au modèle 4. Donc suivant la deuxième approche, et en soustrayant le moment provenant du poids pondéré de la poutre de 11.6 kN.m, la charge maximale pondérée provenant de chacune des poutrelles serait de  $245.3 \text{ kN.m}/1.5 \text{ m} = 163.5 \text{ kN}$ . Ceci signifie une augmentation de la charge pondéré de 48% par rapport à l'approche précédente.

### 10.2.3 Facteur de prévention

La première approche prévoit une rupture ductile de la section initiée par la plastification de l'acier. Quant à la deuxième approche, une rupture fragile initiée par le béton comprimé est prévue. Le facteur de sécurité globale associé à la section diffère donc selon l'approche utilisée. Deux différentes méthodes d'évaluation de ce facteur sont apportées soit le facteur-J et le facteur de réserve.

#### *Facteur-J*

Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ (Eq. 7-11)	136 mm
Moment à une déformation $\epsilon_c$ de 0.001, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	204.2 kN.m
Axe neutre du moment résistant, $c$ (Eq. 9-4)	124 mm
Moment résistant non-pondéré, $M_r$ (Eq. 9-5)	372.6 kN.m
Facteur de résistance (Eq. 7-35)	1.82
Facteur de courbure (Eq. 7-40)	3.84
Facteur-J (Eq. 7-34)	6.99

Le facteur-J demeure constant quel que soit l'approche utilisée dans le design. Selon la limite inférieure du facteur-J de 6, la poutre serait considérée sécuritaire. Ce facteur est cependant difficilement mesurable en pratique et diffère souvent de la valeur expérimentale.

Pour répondre à ces lacunes et pour représenter plus concrètement la situation, une nouvelle méthode est proposée. Cette méthode est basée sur les équations théoriques développées et sur le design choisi tout en s'inspirant du facteur-J. Elle est plus prévisible que le facteur-J puisqu'elle repose sur des facteurs plus facilement mesurables. Elle décrit aussi mieux l'énergie de réserve en cas de séisme.

#### *Facteur de réserve: Première approche*

Moment ultime de design, $M_{ud}$ (Eq. 7-17)	177.9 kN.m
Moment résistant non-pondéré, $M_r$ (Eq. 9-5)	372.6 kN.m
Facteur de résistance, $M_r/M_{ud}$	2.10
Déflexion de design, $\Delta_d$ (Eq. 7-27)	13.6 mm
Axe neutre section fissurée négligeant l'acier, $c$ (Eq. 7-11)	67 mm

Inertie de la section fissurée selon modèle 4, $I_{cr}$ (Eq. 7-28)	$338 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Inertie effective au moment résistant, $I_e$ (Eq. 7-29)	$344 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment au point de plastification, $M_a$ (Eq. 7-17)	261.6 kN.m
Inertie au point de plastification, $I_e$ (Eq. 7-29)	$1006 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Déflexion totale possible, $\Delta_p$ (Eq. 9-9 selon modèle 4)	82.3 mm
Facteur de déflexion, $\Delta_p/\Delta_d$	6.05
Facteur de réserve, f. résis. x f. défl.	12.71

#### *Facteur de réserve: Deuxième approche*

A moins de mention explicite, les valeurs énumérées à la première approche sont valides à l'exception des items suivants:

Moment ultime de design, $M_{ud}$ (Eq. 7-17)	256.9 kN.m
Facteur de résistance, $M_r/M_{ud}$	1.45
Déflexion de design, $\Delta_d$ (Eq. 7-27)	20.2 mm
Facteur de déflexion, $\Delta_p/\Delta_d$	4.07
Facteur de réserve, f. résis. x f. défl.	5.90

Il est à noter que si le moment ultime de design dépasse le moment nécessaire alors ce dernier est utilisé dans le calcul du facteur de résistance et non le moment ultime de design. Cette même remarque s'applique aussi à la déflexion de design.

Le facteur de réserve de la première approche est du côté très sécuritaire étant donné que la charge maximale appliquée est aussi pondérée. Le facteur de réserve de la deuxième approche est plus faible mais pas négligeable. Aucune valeur minimale du facteur de réserve n'a encore été établie. Cette dernière devrait cependant tenir compte des risques à encourir, de la gravité des préjudices pouvant être subis advenant une rupture, de la fragilité du mode de rupture ainsi que de la variabilité de la résistance et de l'élasticité des matériaux utilisés.

### 10.3 Exemple de calcul pour une dalle unidirectionnelle

On vous demande de faire le design d'une dalle unidirectionnelle, simplement appuyée et de 1500 mm de portée. La dalle devra soutenir une charge vive uniformément distribuée de 120 kN/m et résister à un milieu fortement corrosif. La déflexion immédiate due à la charge vive est

limitée à  $L/360$ . Le béton recommandé à une résistance en compression de 45 MPa et un module d'élasticité de 31 GPa. Vous avez à votre disposition des barres d'armature C-BAR de 15.9 mm de diamètre.

Un premier tableau sur les données initiales donne ce qui suit:

$L$	1500 mm
$b$	1000 mm
$A'_s$	0 mm <sup>2</sup>
$d_c$	48 mm
$f_{fu}$	773 MPa
$E_f$	38 GPa
$\epsilon_{fu}$	0.02034
$f'_c$	45 MPa
$E_c$	31 GPa
$\epsilon_{cu}$	0.0035
$f_r$ (Eq. 7-2)	4 MPa
$\alpha_1$ (Eq. 7-14)	0.78
$\beta_1$ (Eq. 7-15)	0.86
$\rho_b$ (Eq. 7-21)	0.00573
$K_f$	$41 \times 10^{-6}$ mm <sup>2</sup> /N
Charge vive pondérée	180 kN/m
Moment dû à la charge vive pondérée	50.6 kN.m

D'après le tableau 9.1 de la norme, une hauteur de dalle de  $L/20$  éviterait le calcul des flèches pour des sections en béton armé d'acier. Sachant que la déflexion d'élément en béton armé de PRFV surpasse largement celle du béton conventionnel, le choix d'une hauteur initiale d'au moins  $2 \times L/20$  s'avérerait plus astucieux. Le rapport de la position de l'axe neutre sur la position de l'armature pour les tiges en PRFV ne devrait jamais dépasser 0.4 (Mufti et coll. 1996). Un choix initial pour le design d'éléments armé en PRFV consisterait à utiliser un rapport  $c/d$  entre 0.2 et 0.25. En prenant ces considérations en ligne de compte, un premier essai donnerait ce qui suit:

Hauteur de la dalle, $h$ ( $L/10$ )	150 mm
Position de l'armature, $f$ ( $h-d_c$ )	102 mm



Inertie grossière de la section, $I_g$ ( $bh^3/12$ )	$281 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment de fissuration, $M_{cr}$ (Eq. 7-1)	15.0 kN.m
Choix de l'axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ ( $d/4$ )	25 mm
Déformation dans le béton à l'état de service, $\epsilon_{cse}$ (Eq. 7-8)	0.000726
Déformation dans l'armature à l'état de service, $\epsilon_{fse}$ (Eq. 7-7)	0.002236
Tension dans l'armature à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_f$ )	85 MPa
Aire d'armature requise, $A_f$ (remaniement de l'Eq. 7-6)	$3310 \text{ mm}^2$
Choix d'armature, $A_f$ (16 x 15.9 mm)	$3200 \text{ mm}^2$
Axe neutre du moment ultime pondéré, $c$ (Eq. 7-16)	34.5 mm
Moment ultime pondéré, $M_u$ (Eq. 7-17)	54.4 kN.m
Moment maximum appliqué selon les charges pondérées	51.9 kN.m
Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ (Eq. 7-6)	24.6 mm
Déformation dans l'armature à l'état de service, $\epsilon_{fse}$ (Eq. 7-7)	0.002284
Tension dans l'armature à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_s$ )	87 MPa
Moment de la section élastique fissurée, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	26.1 kN.m
Inertie de la section fissurée, $I_{cr}$ (Eq. 7-28)	$28.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre l'axe neutre et le bas de la poutre, $h_2$ ( $h-c_{se}$ )	125 mm
Distance entre l'axe neutre et l'armature, $h_{1f}$ ( $f-c_{se}$ )	77 mm
Aire effective du béton en tension entourant l'armature, $A$	$3000 \text{ mm}^2$
Largeur de fissure, $w$ (Eq. 9-7)	0.30 mm
Rapport de renforcement, $\rho$ ( $A_f/bd$ )	0.03137
Facteur de modification de l'inertie effective, (Eq. 9-11)	1
Déflexion maximale permise, $\Delta$ ( $l/360$ )	4.17 mm
Inertie effective à une déflexion de 4.17 mm, $I_e$ (Eq. 9-11)	$57.1 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment maximum pour une déflexion de 4.17 mm, $M$ ( $48\Delta E_c I_e / (5L^2)$ )	31 kN.m

Il est à noter que la déflexion pour une charge uniformément distribuée est représentée par la formulation suivante:  $\Delta = 5ML^2 / (48E_c I_e)$ . Comme on pouvait s'y attendre, la déflexion contrôle le moment maximum pouvant être appliqué alors que la limite de largeur de fissure et la résistance ultime de la section sont tout juste atteintes. Une importante augmentation du pourcentage d'armature n'apporterait qu'une faible augmentation du moment maximum pouvant être appliqué à

la section puisque le rapport  $c/d$  est déjà de 0.25 et que le facteur de modification de l'inertie effective n'est pas inférieur à l'unité. Le choix le plus judicieux consiste donc à augmenter l'épaisseur de la dalle à 200 mm et répéter les calculs ci-haut.

Hauteur de la dalle, $h$	200 mm
Position de l'armature, $f$ ( $h-d_c$ )	152 mm
Inertie grossière de la section, $I_g$ ( $bh^3/12$ )	$667 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment de fissuration, $M_{cr}$ (Eq. 7-1)	26.7 kN.m
Choix de l'axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ ( $d/5$ )	30 mm
Déformation dans le béton à l'état de service, $\epsilon_{cse}$ (Eq. 7-8)	0.000726
Déformation dans l'armature à l'état de service, $\epsilon_{fse}$ (Eq. 7-7)	0.002952
Tension dans l'armature à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_s$ )	112 MPa
Aire d'armature requise, $A_f$ (remaniement de l'Eq. 7-6)	$3014 \text{ mm}^2$
Choix d'armature, $A_f$ (15 x 15.9 mm)	$3000 \text{ mm}^2$
Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ ( $d/4$ )	30 mm
Déformation dans l'armature à l'état de service, $\epsilon_{fse}$ (Eq. 7-7)	0.002952
Tension dans l'armature à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_s$ )	112 MPa
Moment de la section élastique fissurée, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	47.7 kN.m
Inertie de la section fissurée, $I_{cr}$ (Eq. 7-28)	$63.7 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre l'axe neutre et le bas de la poutre, $h_2$ ( $h-c_{se}$ )	170 mm
Distance entre l'axe neutre et l'armature, $h_{1f}$ ( $f-c_{se}$ )	122 mm
Aire effective du béton en tension entourant l'armature, $A$	$3200 \text{ mm}^2$
Largeur de fissure, $w$ (Eq. 9-7)	0.343 mm

La largeur de fissure étant un peu plus élevée que la limite permise, il faut revoir le pourcentage d'armature et reprendre les calculs à partir de ce point.

Choix d'armature, $A_f$ (16 x 15.9 mm)	$3200 \text{ mm}^2$
Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$	31 mm
Déformation dans l'armature à l'état de service, $\epsilon_{fse}$ (Eq. 7-7)	0.002834
Tension dans l'armature à l'état de service, $f_{fse}$ ( $\epsilon_{fse}E_s$ )	108 MPa
Moment de la section élastique fissurée, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	48.8 kN.m

Inertie de la section fissurée, $I_{cr}$ (Eq. 7-28)	$67.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre l'axe neutre et le bas de la poutre, $h_2$ ( $h - c_{se}$ )	169 mm
Distance entre l'axe neutre et l'armature, $h_{1f}$ ( $f - c_{se}$ )	121 mm
Aire effective du béton en tension entourant l'armature, $A$	$3000 \text{ mm}^2$
Largeur de fissure, $w$ (Eq. 9-7)	0.324 mm
Rapport de renforcement, $\rho$ ( $A_f/bd$ )	0.02105
Facteur de modification de l'inertie effective, (Eq. 9-11)	0.95
Déflexion maximale permise, $\Delta$ ( $l/360$ )	4.17 mm
Inertie effective à une déflexion de 4.17 mm, $I_e$ (Eq. 9-11)	$112.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Moment maximum pour une déflexion de 4.17 mm, $M$ ( $48\Delta E_c I_e / (5L^2)$ )	62 kN.m
Axe neutre du moment ultime pondéré, $c$ (Eq. 7-16)	43.7 mm
Moment ultime pondéré, $M_u$ (Eq. 7-17)	105.4 kN.m
Moment maximum appliqué selon les charges pondérées	52.3 kN.m

La déflexion est maintenant à l'intérieur des limites requise par la norme puisque le moment maximum prévu est inférieur à 62 kN.m. La résistance pondérée de la section est aussi beaucoup plus grande que nécessaire. C'est cependant la largeur de fissure qui contrôle le design puisque la limite permise est tout juste rencontrée. Les facteurs de prévention associés au design se calculent comme suit:

#### *Facteur-J*

Axe neutre de la section élastique fissurée, $c_{se}$ (Eq. 7-11)	31 mm
Moment à une déformation $\epsilon_c$ de 0.001, $M_{se}$ (Eq. 7-12)	67.2 kN.m
Axe neutre du moment résistant, $c$ (Eq. 7-16)	40 mm
Moment résistant non-pondéré, $M_r$ (Eq. 7-17)	160.6 kN.m
Facteur de résistance (Eq. 7-35)	2.39
Facteur de courbure (Eq. 7-40)	2.71
Facteur-J (Eq. 7-34)	6.48

*Facteur de réserve*

Moment maximum prévu pour le design, $M_{ud}$	52.3 kN.m
Moment résistant non-pondéré, $M_r$ (Eq. 7-17)	160.6 kN.m
Facteur de résistance, $M_r/M_{ud}$	3.07
Inertie effective au moment prévu, $I_e$ (Eq. 9-11)	$143 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Déflexion associée à la charge maximale prévue, $\Delta_d$	2.76 mm
Inertie effective au moment résistant, $I_e$ (Eq. 9-11)	$70 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Déflexion totale possible, $\Delta_p$	17.44 mm
Facteur de déflexion, $\Delta_p/\Delta_d$	6.32
Facteur de réserve, f. résis. x f. défl.	19.40

Il ne fait aucun doute que la dalle résistera au chargement prévu sans compter que ce dernier est aussi pondéré. Le grand facteur de sécurité obtenu et la résistance à la corrosion des barres en composite remettent en question la limite inférieure de la largeur de fissure.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les résultats expérimentaux et théoriques obtenus dans les présentes études permettent de soulever plusieurs points et/ou suggestions concernant les procédures expérimentales, l'influence des différents paramètres, le comportement général, les formulations de design et les considérations futures. Loin d'être une énumération exhaustive, ces éléments peuvent se résumer comme suit.

### *Procédures expérimentales*

- Une immersion complète dans l'eau de l'élément en béton armé doit être envisagée les sept premiers jours du mûrissement.
- Un minimum de quatre jauges devrait être appliqué sur les armatures de tension pour chaque élément en béton armé. Une lecture de déformation de l'armature beaucoup plus faible que la moyenne indique souvent un éloignement de la jauge par rapport à la fissure et doit donc être rejetée.
- L'hypothèse de la linéarité des déformations est vite démystifiée à de grandes déflexions. La position de l'axe neutre peut être mieux identifiée par des jauges collées sur le côté du béton à une position égale ou inférieure à la position de l'axe neutre théorique.
- Des LVDT horizontaux placés à la surface et sur les côtés du béton rapportent très bien les déformations et peuvent être utilisés pour remplacer une jauge ou comme mesure de comparaison.
- Il serait préférable, lors de prochains essais, de prendre la lecture de la largeur de fissure à l'aide d'un LVDT horizontal. Ce dernier serait installé immédiatement après l'apparition de la première fissure et la lecture corrigée d'après l'ouverture initiale. Une lecture plus précise et plus exacte de la largeur de fissure pourrait être obtenue sans compter que l'essai pourrait être réalisé sous une base continue.

### *Effets des différents paramètres*

- Le choix d'un béton de haute résistance augmente le moment de fissuration, la sollicitation des barres en PRFV et la résistance globale de l'élément. Selon le rapport de renforcement, une augmentation de la résistance du béton peut cependant entraîner une augmentation de la largeur de fissure pour un même moment appliqué.

- L'augmentation du pourcentage d'armature permet de diminuer la largeur et la hauteur de fissure et d'augmenter la rigidité et la résistance de l'élément.
- Le nombre et l'amplitude des cycles de charge/décharge augmentent la largeur de fissure, la largeur de fissure résiduelle et la déflexion résiduelle. Aucune perte de rigidité n'est cependant observée.
- Par rapport à des éléments armés uniquement de barres en PRFV, l'utilisation d'armature mixte permet de diminuer la largeur de fissure et la déflexion tout en apportant une ductilité. En sens inverse, l'ajout de barres en composite au béton armé conventionnel permet de limiter la fissuration et d'apporter une protection supplémentaire contre la corrosion sans assister à une baisse de la résistance de l'élément.
- L'augmentation de l'épaisseur de recouvrement sans ajout de barres d'armature produit une importante chute de résistance et une augmentation de la largeur de fissure.
- Dans les éléments en béton armé simultanément d'acier et de composite, une diminution du pourcentage d'armature en composite entraîne une perte de résistance plus significative qu'une diminution du pourcentage d'armature en acier. Toutefois, une diminution du pourcentage d'armature en composite peut être réalisé sans pour autant augmenter la largeur de fissure de l'élément.
- Une augmentation de l'épaisseur de l'élément augmente la résistance et la rigidité et diminue la largeur de fissure.
- Le chargement cyclique augmente la déflexion des éléments en béton armé de composite. Cette augmentation se stabilise cependant suivant le nombre de cycle.

#### *Comportement général*

- La limite élastique expérimentale du béton est en générale supérieure à la limite établie par la théorie.
- Les déformations des barres en PRFV demeurent linéaires jusqu'à la rupture de ces dernières.
- Les déformations résiduelles de tous les matériaux augmentent avec le niveau de chargement.
- Dans le cas des poutres sur-renforcées, l'axe neutre chute à la fissuration mais augmente par la suite. Une remontée de l'axe neutre est de même souvent observable après une plastification de l'armature d'acier puisque ce gain de déformation permet d'aller chercher le domaine inélastique du béton.

- La grande majorité des fissures se produisent à une charge inférieure à 60% de la charge maximale. Après ce niveau de chargement, les fissures ne font surtout que progresser vers le haut de l'élément.
- L'espacement des fissures est relié au type d'armature, à l'état de surface des barres et à l'espacement des étriers.
- L'apparition de chaque fissure est accompagnée d'un gain de déflexion ou d'une perte de charge selon le mode de chargement. Ces gains ou ces pertes sont d'autant plus importants lorsque le niveau de chargement est faible et se stabilise lorsque la charge approche la capacité totale de l'élément.
- Pour un même rapport de renforcement, la déflexion des éléments armés uniquement de PRFV est environ quatre fois supérieure à celle des éléments en béton armé conventionnel. Bien que les éléments en béton armé de PRFV ne présentent aucune ductilité, la grande déflexion enregistrée signale l'approche de la rupture.
- La rupture en compression du béton se produit de façon beaucoup plus progressive que la rupture en tension des barres en composite.

#### *Formulation de design*

- La résistance des éléments en béton armé de barres en composite peut être évaluée à partir des développements théoriques provenant de la résistance des matériaux et des hypothèses associées au calcul aux états limites.
- Deux formulations de design, suivant le besoin et le facteur de sécurité recherché, sont possibles pour les éléments en béton armé conjointement de barres d'acier et de composite.
- La largeur de fissure peut être prédite adéquatement par de simples ajustements de base de l'équation de Gergely-Lutz.
- La déflexion d'éléments en béton armé peut être prédite par différents développements théoriques.
- Le facteur-J théorique est difficilement observable expérimentalement dû à la grande dépendance de cette formulation sur l'hypothèse des déformations linéaires. Une formulation d'un facteur de prévention se basant sur des données plus facilement mesurables et sur les développements de design s'avère plus représentative.
- La déflexion et la largeur de fissure contrôlent le design des éléments en béton armé de barres

en PRFV ce qui donne, en terme de résistance, une sécurité accrue.

- Etant donné leur faible rigidité, il est suggéré d'utiliser des barres en PRFV que pour des portées inférieures ou égales à 2 m. Pour des portées supérieures, une combinaison de barres en PRFV et d'acier ou encore des barres à base de fibres de carbone devraient être utilisées.
- Pour faciliter le design d'élément armé uniquement de barres en PRFV, il est suggéré de se servir des critères suivant pour le choix d'une section initiale:
  1. Utiliser une hauteur d'élément égale ou supérieure à deux fois celle prévue par la norme au tableau 9.1.
  2. Choisir une quantité d'armature qui répond à un rapport  $c/d$  entre 0.2 et 0.25.
  3. S'assurer que le facteur de modification de l'inertie effective s'approche de 1.

#### *Considérations futures*

- Une plus grande stabilité dans la production de barre d'armature en composite devrait être envisagée ou même réglementée de sorte à diminuer la variabilité d'un même produit. Cette action est primordiale pour établir le comportement d'éléments fléchis en béton armé et pour délimiter un facteur de sécurité associé à l'utilisation de telles barres.
- Des études approfondies, débouchant sur un facteur d'adhérence permettant de comparer chaque armature sur la base d'une adhérence parfaite avec le milieu, doivent être réalisées. L'adhérence béton/armature a une zone d'influence qui s'étend bien au-delà de la longueur minimale d'ancrage. Elle affecte tout particulièrement l'espacement des fissures qui à son tour agit sur la largeur de fissure. La détermination de ce facteur est nécessaire pour établir des équations de design générales ou universelles.
- La tendance actuelle des formulations de design, cherchant à concilier les équations conventionnelles de béton armé en corrigeant le module d'élasticité, s'avère trompeuse et parfois même dangereuse. Une formulation plus rigoureuse faisant ressortir les véritables facteurs influants doit être envisagée même si cela signifie l'adoption d'équations complètement nouvelles. Ceci permettra de retourner aux rudiments de base et d'établir de véritables équations universelles pouvant s'appliquer à n'importe quel type d'armature. Ces équations seraient entre autres fonctions des paramètres suivants:

Largeur de fissure: déflexion, nombre de fissure (adhérence), position de l'axe neutre et pente de la déformée.



Déflexion: chargement, conditions aux appuis, inertie effective et facteur de modification de l'inertie effective (module d'élasticité, adhérence, pourcentage d'armature, inertie brute et inertie de la section fissurée).

Cisaillement: résistance en tension des étriers, résistance en cisaillement du béton, position de l'axe neutre, résistance des barres longitudinales au cisaillement, largeur de fissure et dimension des agrégats.

- Etant donné que la quantité d'armature requise pour répondre aux limites de déflexion et de fissuration est très volumineuse comparée à l'armature conventionnelle, voir même excessive dans le cas de poutre en T, il est suggéré d'associer la précontrainte externe pour diminuer le rapport de renforcement.
- Puisqu'un des buts recherchés par les armatures en composite est de pourvoir un élément structural résistant à la corrosion et/ou possédant une transparence électromagnétique, il est nécessaire d'étudier le comportement de ces matériaux en tant qu'étrier ou armature de compression. Des études isolées sur chacun de ces éléments et des études combinées permettant d'observer les interactions des différents constituants s'avèrent essentielles.
- Des essais de chargement dynamique, de chargement cyclique et de charge soutenue (fluage) doivent être réalisés en plus des essais de chargement statique. Différentes conditions aux appuis doivent être analysées notamment l'étude d'éléments continus.
- Des recherches devraient être effectuées sur les façons de contrer les grandes déflexions des éléments armés de PRFV, sur une limite de largeur de fissure tenant compte du type de renforcement, et sur les facteurs de prévention requis pour diverses applications.
- L'approche consistant à remplacer l'armature d'acier par l'armature en composite n'est pas la meilleure méthode pour utiliser efficacement ce matériau. L'avenir des composites en génie civil repose sur le développement de nouvelles méthodes de design cherchant à maximiser les avantages de ce matériaux, tels que sa résistance et sa légèreté, et à minimiser ses désavantages, tels que son faible module élastique et sa rupture fragile.

## BIBLIOGRAPHIES

- ACI 318 (1995) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- ACI 440 (1996) *State-of-the-art- report on FRP Reinforcements for Concrete Structures*, ACI 440R-96, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- ABDALLA, H., EL-BADRY, M., RIZKALLA, S. (1996) *Behaviour of Concrete Slabs Reinforced by GFRP*, Advanced Composite Materials - State-of-the-Art Report, Edited by A.H. Hosny, S.H. Rizkalla, I. Mahfouz, A. Mosallam, The Egyptian Society of Engineers, pp. 229-266.
- ALONSO, C., ANDRADE, C. (March-April 1990) *Effect of Nitrate as a Corrosion Inhibitor in Contaminated and Chloride-Free Carbonated Mortars*, ACI Material Journal, pp. 130-137.
- ALSAYED, S.H., ALMUSALLAM, T.H., AL-SALLOUM, Y.A., AMJAD, M.A. (1996) *Flexural Behaviour of Concrete Elements Reinforced by GFRP Bars*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp 219-226.
- BAKIS, C.E. (1993) *FRP Reinforcement: Materials and Manufacturing*, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, Developements in Civil Engineering, **42**, pp. 13-58.
- BALLINGER, C.A. (1992) *Development of Fibre-Reinforced Plastic Products for the Construction Market - How Has and Can It Be Done?*, 1 st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 3-13.
- BANK, L.C. (1993) *Properties of FRP Reinforcements for Concrete*, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, Developements in Civil Engineering, **42**, pp. 59-86.
- BEDARD, C. (January 1992) *Composite Reinforcing Bars: Assessing Their Use in Construction*, Concrete International, pp. 55-59.
- BENMOKRANE, B., CHAALLAL, O. (1994a) *Etude sur les propriétés des tiges d'armature composites à base de fibres "Isorod" et essais sur poutres en béton armé*, Rapport technique ISO-3-94, Département de génie civil, Faculté des sciences appliquées, Université de Sherbrooke, 116 p.
- BENMOKRANE, B., TIGHIOUART, B., CHAALLAL, O. (1994b) *Investigation on FRP Rebar Bond Performance*, CSCE Annual Conference, Winnipeg, **2**, pp. 378-387.
- BENMOKRANE, B., MASMOUDI, R. (1996a) *FRP C-BAR as Reinforcing Rod for Concrete Structures*, Advanced Composites Materials in Bridges and Structures Conference, Ed. M. El-Badry, Montreal, pp. 181-188.

- BENMOKRANE, B., MASMOUDI, R. (1996b) *Tensile Properties of Deformed FRP C-BAR™ Reinforcing Rod*, Technical Report n°1, soumis à Marshall Industries Composites Inc., Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 10 p.
- BENMOKRANE, B., MASMOUDI, R., CHAALLAL, O. (1996c) *Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars*, ACI Structural Journal, **93**, n°1, pp. 46-55.
- BENMOKRANE, B., TIGHIOUART, B., CHAALLAL, O. (1996d) *Bond Strength and Load Distribution of Composite FRP Rebars in Concrete*, ACI Material Journal, **93**, n°3, pp. 246-253.
- BENMOKRANE, B., THERIAULT, M., MASMOUDI, R., RIZKALLA, S. (1997a) *Effect of Reinforcement Ratio on Concrete Members Reinforced with FRP Bars*, 42nd International SAMPE Symposium and Exhibition, Anaheim, CA, 12 p.
- BENMOKRANE, B., TIGHIOUART, B., THERIAULT, M. (1997b) *Bond Strength of Fiber Reinforced Plastic Bars Embedded in Concrete*, 2e Conférence spécialisée sur les structures de la Société canadienne de génie civil, Sherbrooke, Québec, pp. 111-120.
- BENMOKRANE, B., TIGHIOUART, B., THERIAULT, M. (1997c) *Bond Strength of GFRP rebar splices*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 405-412.
- BROWN, V.L., BARTHOLOMEW, C.L. (January-February 1993) *FRP Reinforcing Bars in Reinforced Concrete Members*, ACI Materials Journal, **90**, n°1, pp. 34-39.
- BUDELMANN, H., ROSTASY, F.S. (1993) *Creep Rupture Behavior of FRP Elements for Prestressed Concrete - Phenomenon, Results and Forecast Models*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 87-100.
- BURGOYNE, C.J. (1993) *Parafil Ropes for Prestressing Tendons*, Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. Clarke, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK, pp. 102-126.
- BUYLE-BODIN, F., CONVAIN, M. (1992a) *Renforcement du béton par armatures en composite fibres de verre-matrice vinylester à relief ajouté par trame textile*, 1 st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 161-168.
- BUYLE-BODIN, F., CONVAIN, M. (1992b) *Réhabilitation des structures B.A. par emploi d'armatures en composite fibres de verre-matrice en polymères organiques*, Composites, n°5, sept.-oct. 1992, p. 19-23.
- CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1985) *Concrete Design Handbook*, First edition, Ottawa, Ontario.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA) (1994) *Design of Concrete Structures for Buildings*, CAN-A23.3-M94, Rexdale, Ontario.

CHAALLAL, O., BENMOKRANE, B. (1993a) *Physical and Mechanical Performance of an Innovative Glass-Fiber-Reinforced Plastic Rod for Concrete and Grouted Anchorages*, Canadian Journal of Civil Engineering, **20**, n°2, pp. 254-268.

CHAALLAL, O., BENMOKRANE, B. (1993b) *Pullout and Bond of Glass Fiber Rods Embedded in Concrete and Cement Grout*, RILEM Materials and Structures Journal, **26**, n°157, pp. 167-175.

CHABRIER, G.M. (Octobre 1988) *Les produits et procédés SPIFLEX*, Proceeding, Nouveaux matériaux pour la précontrainte et le renforcement de structure, ENPC, Paris, France, 21p.

CLARKE, J.L. (ed.) (1993a) *Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*, Glasgow, UK, Blackie Academic & Professional, 204 p.

CLARKE, J.L. (1993b) *The Need for Durable Reinforcement*, Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. Clarke, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK, pp. 1-33.

CLARKE, J.L., O'REGAN, D.P. (1995) *Design of Concrete Structures Reinforced with Fiber Composite Rods*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp 646-653.

CLARKE, J.L. (1996) *FRP Reinforced Concrete Structures*, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures Conference, Ed. M. El-Badry, Montreal, pp. 41-48.

CLIFTON, J.R., BEEGHLY, H.F., MATHEY, R.G. (1974) *Final Report - Non Metallic Coatings for Concrete Reinforcing Bars*, Federal Highways Administration, Report RD-18.

COLLINS, M.P., MITCHELL, D. (1987) *Prestressed Concrete Basics*, Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Ontario.

CONVAIN, M. (Octobre 1988) *Caractéristiques mécaniques des JONCS en matériau composite*, Proceeding, Nouveaux matériaux pour la précontrainte et le renforcement de structure, ENPC, Paris, France, 45p.

CREPPS, R.B. (1951) *Glass Fibers as the Tensioning Element in Prestressed Concrete*, Proceeding: 1st U.S.A Conf. on Prestressed Concrete, pp. 228-230.

DANIALI, S. (1990) *Bond Strength of Fiber Reinforced Bars in Concrete*, Proceeding: 1st Materials and Engineering Congress, ASCE, pp. 1182-1191.

DANIALI, S. (1992) *Development Length for Fibre-Reinforced Plastic Bars*, 1 st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 179-188.

DOLAN, C. (1993) *FRP Development in the United States*, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, Developements in Civil Engineering, **42**, pp. 129-163.

DOLAN, C. (1994) *Considerations for FRP Specification Standards*, ASTM Committee D20-18-01.

DURANOVIC, N., PILAKOUTAS, K., WALDRON, P. (1997) *FRP Reinforcement for Concrete Structures: Design Considerations*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 527-534.

EHSANI, M.R. (1993) *Glass-Fiber Reinforcing Bars*, In Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. CLARKE, Glasgow, UK, Blackie Academic and Professional, pp. 35-54.

EHSANI, M.R., SAADATMANESH, H., TAO, S. (1993) *Bond of GFRP Rebars to Ordinary-Strength Concrete*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 333-345.

EHSANI, M.R., SAADATMANESH, H., TAO, S. (1995) *Bond of Hooked GFRP Rebars to Concrete*, ACI Materials Journal, **92**, n°4, pp. 391-400.

EHSANI, M.R., SAADATMANESH, H., TAO, S. (1996) *Design Recommendations for Bond of GFRP Rebars to Concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, **121**, n°3, pp. 247-254.

EHSANI, M.R., SAADATMANESH, H., TAO, S. (1997) *Bond Behaviour of Deformed GFRP Rebars*, Composite Materials Journal, **31**, n°14, pp. 1413-1430.

EL-BADRY, M. (ed.) (1996) *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, 2nd International Conference, Montreal, Canadian Society for Civil Engineering, 1027 p.

FAZA, S.S., GANGARAO, H.V.S. (1990) *Bending and Bond Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Plastic Rebars*, Transportation and Research Record 1290, pp. 185-193.

FAZA, S.S. (1991) *Bending and Bond Behaviour and Design of Concrete Beams Reinforced with Fiber-Reinforced Plastic Rebars*, Ph. D. Dissertation, West Virginia University, West Virginia, 199 p.

FAZA, S.S., GANGARAO, H.V.S. (1991) *Bending Response of Beams Reinforced with FRP Rebars for Varying Strengths*, Proceeding: Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, NY, pp 262-270.

- FAZA, S.S., GANGARAO, H.V.S. (1992) *Pre and Post-cracking Deflection Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Fiber-Reinforced Plastic Rebars*, 1 st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, pp. 151-160.
- FAZA, S.S., GANGARAO, H.V.S. (1993) *Glass FRP Reinforcing Bars for Concrete*, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, Developments in Civil Engineering, **42**, pp. 167-188.
- FICKELHORN, M. (1990) *Editorial*, RILEM Materials and Structures Journal, **23**, n°137, 317 p.
- GANGARAO, H., KUMAR, S.V., VIJAY, P.V. (1996) *Design of Concrete Beams Reinforced with GFRP Rebars*, Advanced Composite Materials - State-of-the-Art Report, Edited by A.H. Hosny, S.H. Rizkalla, I. Mahfouz, A. Mosallam, The Egyptian Society of Engineers, pp. 209-227.
- GANGARAO, H., VIJAY, P.V. (1997) *Design of Concrete Members Reinforced with GFRP Bars*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 143-150.
- GERREITSE, A. (1993) *Aramid-based Prestressing Tendons*, Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. Clarke, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK, pp. 172-201.
- HAMID, A.A., SABONI, A.-R., MOKHTAR, A. (1998) *Flexural Behaviour of One-Way Concrete Slabs Reinforced with GFRP Bars*, Fiber Composites in Infrastructure, Eds H. Saadatmanesh and M.R. Ehsani, Tucson, Arizona, **2**, pp. 15-24.
- HANCOX, N.L. (1981) *Fibre Composite Hybrid Materials*, Applied Science Publishers LTD, London, 290 p.
- HOSNY, A.-H., RIZKALLA, S.H., MAHFOUZ, I., MOSALLEM, A. (eds) (1996) *Advanced Composite Materials - State of the Art Report*, The 1st Middle East Workshop on Structural Composites, The Egyptian Society of Engineers, Cairo, Egypt, 486 p.
- IYER, S.L., ANIGNOL, M. (February 1991) *Testing and Evaluating Fiber Glass, Graphite and Steel Cables for Pretensioned Beams*, Proceedings of the Specialty Conference: Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, Las Vegas, pp. 44-56.
- JACKSON, J.G. (August 1941) *Concrete Structural Element Reinforced with Glass Fibers*, U.S. Patent 2,425,883, Filed, Patented August 19, 1947.
- JAEGER, L.G., TADROS, G., MUFTI, A.A. (1995) *Balanced section, ductility and deformability in concrete with FRP Reinforcement*, Research Report submitted in Joint US-Canadian Meeting at West Virginia University, June 12 1995.

JAEGER, L.G., MUFTI, A.A., MACNEIL, D.W. (1997a) *Experimental Verification of J-Factor for Steel and GFRP Reinforcement in Concrete T-Beams*, 2e Conférence spécialisée sur les structures de la Société canadienne de génie civil, Sherbrooke, Québec, pp. 91-100.

JAEGER, L.G., MUFTI, A.A., TADROS, G. (1997b) *The Concept of the Overall Performance Factor in Rectangular-Section Reinforced Concrete Beams*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 551-558.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE (1997) *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan.

KAKIZAWA, T., OHNO, S., YONEZAWA, T. (1993) *Flexural Behavior and Energy Absorption of Carbon FRP Reinforced Concrete Beams*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 585-598.

KANAKUBO, T., YONEMARU, K., FUKUYAMA, H., FUJISAWA, M., SONOBE, Y. (1993) *Bond Performance of Concrete Members Reinforced with FRP Bars*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 767-788.

KANEKO, Y., SEKI, H., MATSUSHIMA, M., MATSUI, K. (1993) *Evaluation of Permissible Crack Width on FRP Reinforced Concrete Member*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 685-693.

KEESLER, R.J., POWERS, R.G. (1988) *Corrosion of Epoxy Coated Rebars - Keys Segmental Bridge - Monroe County*, Report No. 88-8A, Florida Department of Transportation, Materials Office, Corrosion Research Laboratory, Gainesville.

KHAYAT, K.H. (1993) *Technologie avancée de béton*, Notes de cours, Sherbrooke, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

KOBAYASHI, K., FUJISAKI, T. (1996) *Compressive Behaviour of FRP Reinforcement in Non-Prestressed Concrete Members*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp 267-274.

KUMAHARA, S., MASUDA, Y., TANANO, H., SHIMIZU, A. (1993) *Tensile Strength of Continuous Fiber Bar Under High Temperature*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 731-742.

LABONTE, S. (1993) *Structures composites*, Notes de cours, Sherbrooke, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

LARRALDE, J., RENBAUM, L., MORSI, A. (August 1988) *Fiberglass Reinforced Plastic Rebars in Lieu of Steel Rebars*, TRB Annual Meeting, Task Force A2C51 - Structural Applications of Fiber Reinforced Plastics.

LARRALDE, J., SILVA-RODRIGUEZ, R. (February 1993) *Bond and Slip of FRP Rebars in Concrete*, Journal of Materials in Civil Engineering, 5, n°1, pp. 30-40.

LARRALDE, J., MUELLER-ROCHHOLZ, J., SCHNEIDER, T., WILLMANN, J. (1998) *Bond Strength of Steel, AFRP, and GFRP Bars in Concrete*, Fiber Composites in Infrastructure, Eds H. Saadatmanesh and M.R. Ehsani, Tucson, Arizona, 2, pp. 92-101.

LUBIN, G. (ed.) (1982) *Handbook of Composites*, New York, Van Nostrand Reinhold Company, 786 p.

MAKITANI, E., IRSAWA, I., NISHIURA, N. (1993) *Investigation of Bond in Concrete Members with Fiber Reinforced Plastic Bars*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 315-331.

MALLICK, P.K. (ed.) (1988) *Fiber-Reinforced Composite Materials, Manufacturing and Design*, New York, Marcel Dekker Inc., 469 p.

MARSHALL INDUSTRIES COMPOSITES INC. (1995) *Data Sheet C-BAR™ Reinforcing Rod Grade B/type 1*, Lima Ohio, 6 p.

MARUYAMA, T., HONMA, M., OKAMURA, H. (1993) *Experimental Study of Tensile Strength of Bent Portion of FRP Rods*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 163-176.

MASHIMA, M., IWAMOTO, K. (1993) *Bond Characteristics of FRP Rod and Concrete After Freezing and Thawing Deterioration*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 51-69.

MASMOUDI, R. (1996) *Evaluation expérimentale et théorique du comportement à la flexion de poutres en béton armé de barres composites à base de fibres*, Thèse de Doctorat, Sherbrooke, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 212 p.

MASMOUDI, R., THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1996) *Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with FRP C-BAR Reinforcing Rod*, Technical Report n°2, préparé pour Marshall Industries Composites Inc., Lima, Ohio, 64 p.

MASMOUDI, R., THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1997) *Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Deformed FRP C-BAR Reinforcing Rods*, accepté le 24 avril 1997 pour publication dans le ACI Structural Journal, 40 p.



- MATTHYS, S., TAERWE, L. (1996) *Loading Tests on Concrete Slabs Reinforced with FRP Grids*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp 287-297.
- MCKAY, K.S., ERKI, M.A. (1993) *Flexural Behavior of Concrete Beams Pretensioned with Aramid Fibre Reinforced Plastic Tendons*, Canadian Journal of Civil Engineering, **20**, pp. 688-695.
- MEHTA, P.K. (1986) *Concrete: Structure, Properties, and Materials*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 88 p.
- MICHALUK, C. (1996) *Flexural Behaviour of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Glass-Fiber Reinforced Plastic Bars*, Master dissertation, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, 172 p.
- MITCHELL, D. (1994) *Requirements for High-Strength Concrete in the 1994 CSA Standard A23.3*, Selected Papers on High-performance Concrete, The Network of Centres of Excellence on High-performance Concrete, Sherbrooke, Québec, pp. 169-180.
- MOGADHADAM, M., SENTLER, L. (1996) *GFRP as Crack Control Reinforcement*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp 243-250.
- MORITA, S., FUJII, S. (1982) *Bond Capacity of Deformed Bars Due to Splitting of Surrounding Concrete*, Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London, pp. 331-341.
- MOSTOFINEFAD, D., RAZAQPUR, A.G. (1998) *Moment Redistribution in Continuous FRP Reinforced Concrete Beams*, Fiber Composites in Infrastructure, Eds H. Saadatmanesh and M.R. Ehsani, Tucson, Arizona, **2**, pp. 25-36.
- MUFTI, A.A., NEWHOOK, J.P., TADROS, G. (1996) *Deformability versus Ductility in Concrete Beams with FRP Reinforcement*, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures Conference, Ed. M. El-Badry, Montreal, pp. 189-199.
- MUTSUYOSHI, H., MACHIDA, A., SHIRATORI, N. (1990), *Application of Carbon Fiber Reinforced Cables to Concrete Structures*, Proceedings, IABSE Symposium, Brussels, Belgium, pp. 623-628.
- NAGASAKA, T., FUKUYAMA, H., TANIGAKI, M. (1993) *Shear Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Stirrups*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 789-811.

NAKAGAWA, H., KOBAYASHI, M., SUENAGA, T., OUCHI, T., WATANABE, S., SATOYAMA, K., (1993) *Application of Three-Dimensional Fabric Reinforced Concrete to Building Panels*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 211-232.

NAJAR, S., PILAKOUTAS, K., WALDRON, P. (1997) *Case studies of FRP Reinforced Concrete Elements*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 535-542.

NAKANO, K., MATSUZAKI, Y. (1993) *Flexural Performance of Concrete Beams Reinforced with Continuous Fiber Bars*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 744-766.

NANNI, A., MATSUBARA, S., HASUO, K. (1992) *Durability of Braided Epoxy-Impregnated Aramid FRP Rods*, 1 st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 101-109.

NANNI, A. (ed.) (1993a) *Fiber Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Amsterdam, Elsevier, Developements in Civil Engineering, **42**, 450p.

NANNI, A. (1993b) *FRP Reinforcement for Prestressed and Non-Prestressed Concrete Structures*, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, Developements in Civil Engineering, **42**, pp. 3-12.

NANNI, A. (1993c) *Flexural Behavior and Design of RC Members using FRP Reinforcement*, Journal of Structural Engineering, **119**, n°11, pp. 3344-3359.

NANNI, A., DOLAN, C.W., (eds.) (1993) *Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, International Symposium, ACI, SP-138, 977 p.

NANNI, A., AL-ZAHARANI, M.M., AL-DULAIJAN, S.U., BAKIS, C.E., BOOTHBY, T.E. (1995) *Bond of FRP Reinforcement to Concrete - Experimental results*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp. 135-145.

NAWY, E.G., NEUWERTH, G.E., PHILLIPS, C.J. (1971) *Behavior of Fiber Glass Reinforced Concrete Beams*, Journal of the Structural Division, ASCE, septembre 1971, p.2203.

NAWY, E.G., NEUWERTH, G.E. (1977) *Fiberglass Reinforced Concrete Beams*, Journal of the Structural Division, ASCE, février 1977, pp. 421-440.

NEALE, K.W., LABOSSIERE, P. (eds.) (1992) *Advanced Composite Materials in Bridge and Structures*, 1st International Conference, Sherbrooke, Canadian Society for Civil Engineering, 700p.

NEUWERTH, G.E. (1974) *Fiber Glass as a Reinforcement Material for Reinforced Concrete Elements*, Ph.D. Dissertation, 286 p.

NORITAKE, K., KAKIHARA, R., KUMAGAI, S., MIZUTANI, J. (1993) *TECHNORA, an Aramid FRP Rod, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, *Developements in Civil Engineering*, **42**, pp. 267-290.

OKAZAKI, M. (1993) *Properties and Applications of Vinyon FRP Rod (CLATEC ROD), Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, *Developements in Civil Engineering*, **42**, pp. 189-222.

PERENCHIO, W.F. (November 1988) *Durability of Concrete Treated With Silanes*, Concrete International, pp. 32-40.

PILLAI, S.U., KIRK, D.W. (1988) *Reinforced Concrete Design*, Toronto, McGraw-Hill Ryerson Limited, 2nd ed., 641 p.

PLEIMANN, L.G. (1991) *Strength, Modulus of Elasticity, and Bond of Deformed FRP Rods*, Proceedings of the Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, pp. 99-110.

RAHMAN, H., ADIMI, R., BENMOKRANE, B. (1996) *Fatigue Behaviour of FRP Reinforcements Encased in Concrete*, Advanced Composites Materials in Bridges and Structures Conference, Montreal, août 1996, pp. 691-698.

READ, J.A. (1989) *The Need for Correct Specification and Quality Control*, Concrete, **23**, n°8.

RILEM/CEB/FIP (1978) *Test of the Bond Strength of Reinforcement of Concrete: Test by Bending*, Recommendation RC.5, 5 p.

ROBBINS, J. (1991) *DTp Combats Corrosion with Cathodic Spray*, New Civil Eng., **15**, n°8.

RUBINSKY, I.A. (1951) *New Ideas for Prestressing Concrete: Apply Prestress with Glass*, Engineering News-Record, mars 1951.

RUBINSKY, I.A., RUBINSKY, A. (1954) *A Preliminary Investigation of the Use of Fibre-Glass for Prestressed Concrete*, Magazine of Concrete Research, **6**, n°17, pp. 71-78.

SAADATMANESH, H., EHSANI, R. (1991) *Fiber Composite Bar for Reinforced Concrete Construction*, Journal of Composite Materials, **25**, pp. 188-203.

SAADATMANESH, H., EHSANI, R. (eds.) (1996) *Fiber Composites in Infrastructures*, Proc. of the 1st Int. Conf. on Composites in Infrastructures (ICCI '96), Tucson, Arizona, 600 p.

SAADATMANESH, H., EHSANI, R. (eds.) (1998) *Fiber Composites in Infrastructures*, Proc. of the 2nd Int. Conf. on Composites in Infrastructures (ICCI '98), Tucson, Arizona, **2**, 783 p.

SCHWARTZ, M.M. (ed.) (1984) *Composite Materials Handbook*, New York, McGraw-Hill Book Company, 827 p.

SEN, R., MARISCAL, D., SHAHAWY, M. (1993) *Investigation of S-2 Glass/Epoxy Strands in Concrete*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 15-33.

SONOBE, Y. (1993) *An Overview of R&D in Japan, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, *Developements in Civil Engineering*, **42**, pp. 115-128.

SPEISSER, E. (1994) *Propriétés physico-mécaniques des tiges d'armature composites à base de fibres pour les structures en béton*, Mémoire de maîtrise, Sherbrooke, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 147 p.

STETSON, M.B., GOODSPEED, C.H. (1992) *Fundamental Considerations in the Design of Flexural Concrete Members with Non-Prestressed FRP Reinforcement*, 1<sup>st</sup> International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by K.W. Neale, P. Labossière, Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 141-149.

SUGITA, M. (1993) *NEFMAC grid type reinforcement*, Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. Clarke, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK, pp. 55-82.

TAERWE, L. (ed.) (1995) *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proceedings of the 2nd International RILEM Symposium (FRPRCS-2), E & FN SPON, Ghent, Belgique, 714 p.

TAGNIT-HAMOU, A. (1994) *Microstructure et physico-chimie des ciments et des bétons*, Notes de cours, Sherbrooke, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

TAMURA, T. (1993) *FiBRA, Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Edited by A. Nanni, Amsterdam, Elsevier, *Developements in Civil Engineering*, **42**, pp. 291-303.

TANANO, H., MASUDA, Y., KAGE, T., FUKUYAMA, H., NISHIDA, I., HASHIMOTO, T. (1996) *Fire Resistance of Continuous Fiber Reinforced Concrete*, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ed. L. Taerwe, E & FN SPON, Ghent, Belgique, pp. 368-375.

TANIGAKI, M., MIKAMI, H. (1990) *Braided High Strength Fiber Rods for Reinforcing Concrete*, *Proceeding, 11th FIP Congress, Hamburg, Allemagne*, **2** p.

TANIGUCHI, H., MUTSUYOSHI, H., KITA, T., MACHIDA, A. (1993) *Ductile Behavior of Beams Using FRP as Tendons and Transverse Reinforcement*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 651-670.

THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1996) *Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Both FRP and Steel Rebars*, CSCE 1st Structural Specialty Conference, Ed. D.M. Rogowsky, Edmonton, Alberta, pp. 87-98.

THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1997a) *Effects of FRP Reinforcement Ratio and Concrete Compressive Strength on the Flexural Behaviour of Concrete Beams*, accepté le 27 juin 1997 pour publication dans le ASCE Journal of Composites for Construction, 37 p.

THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1997b) *Theoretical and Experimental Investigation on Crack Width, Deflection and Deformability of Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars*, 2<sup>e</sup> Conférence spécialisée sur les structures de la Société canadienne de génie civil, Sherbrooke, Québec, pp. 151-161.

THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1997c) *Effects of FRP Reinforcement Ratio and Concrete Compressive Strength on the Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with FRP C-BAR Rods*, Technical Report n°3, préparé pour Marshall Industries Composites Inc., Lima, Ohio, 46 p.

THERIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1997d) *Flexural Behaviour of One-Way Concrete Slabs Reinforced with FRP C-BAR Rods*, Progress Technical Report n°4, préparé pour Marshall Industries Composites Inc., Lima, Ohio, 26 p.

TIGHIOUART, B., BENMOKRANE, B., THERIAULT, M., GAO, D. (1997) *Bond Strength of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bars Embedded in Concrete Beams*, soumis le 10 octobre 1997 pour publication dans le Materials and Structures Journal RILEM, 23 p.

TOTTORI, S., WAKUI, H. (1993) *Shear Capacity of RC and PC Beams Using FRP Reinforcement*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 615-632.

TSAI, S.W., HAHN, H.T. (1980) *Introduction to Composite Materials*, Lancaster, Pennsylvania, Technomic Publishing Company Inc., 455 p.

UOMOTO, T., OHGA, H. (1996) *Performance of Fiber Reinforced Plastics for Concrete Reinforcement*, Advanced Composites Materials in Bridges and Structures Conference, Ed. M. El-Badry, Montreal, pp. 125-132.

UOMOTO, T., HATTORI, A., MARUYAMA, K., MACHIDA, A. (1997) *Notes on the "Proposed Quality Standards for Continuous Fiber Reinforcing Materials" (JSCE-E131-1995) Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proceeding of the 3rd International Symposium, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, pp. 167-173.

VIJAY, P.V., KUMAR, S.V., GANGARAO, H.V.S. (1996), *Shear and Ductility Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Rebars*, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures Conference, Ed. M. El-Badry, Montreal, pp. 217-226.

WEYERS, R.E., CADY, P.D. (November-December 1984) *Cathodic Protection of Concrete Bridge Decks*, Journal of American Concrete Institute, pp. 618-622.

WOLFF, R., MIESSELER, H.-J. (1993) *Glass-fiber Prestressing system*, Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Edited by J.L. Clarke, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK, pp. 127-152.

WU, W.P. (1991) *Thermomechanical Properties of Fiber Reinforced Plastic Bars*, Ph.D. Dissertation, West Virginia University.

YAMASAKI, Y., MASUADA, Y., TANANO, H., SHIMIZU, A. (1993) *Fundamental Properties of Continuous Fiber Bar*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by A. Nanni & C.W. Dolan, Vancouver, Canada, pp. 715-730.

ZAYED, A.M. (1991) *Deterioration Assessment of Fiber-Glass Plastic Rebars in Different Environments*, The NACE Annual Conference and Corrosion Show, Cincinnati, OH, pp. 130/1-130/8.

ZHIMING, T., ZHIMAN, Y. (1992) *Bond Behaviour of Deformed Bars in High Strength Concrete*, Internacional Conference on Bond in Concrete from Research to Practice, 2, n°4, pp. 11-18.

## ANNEXE A

### FIGURES

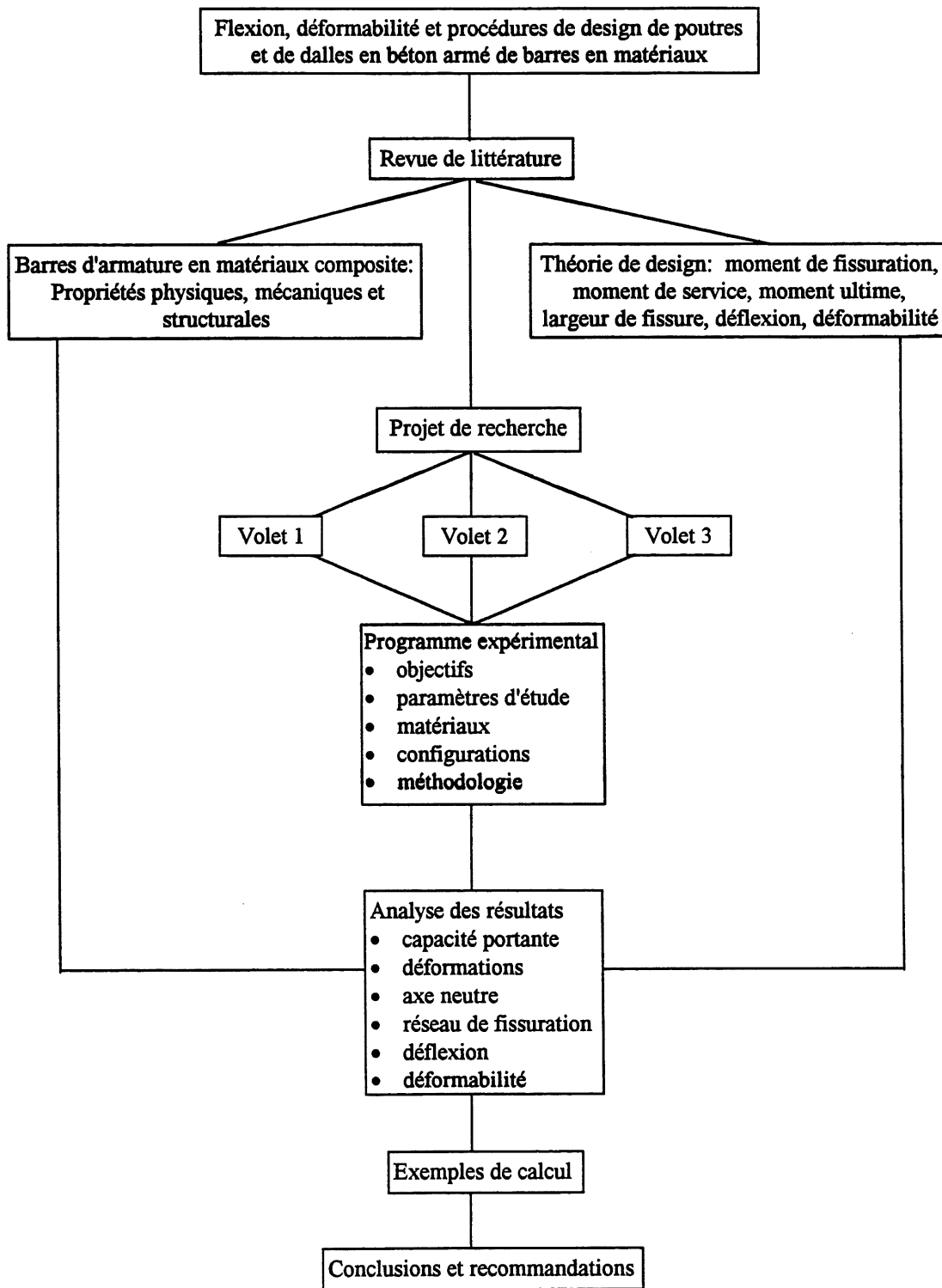


Figure 1.1 Organigramme de la thèse



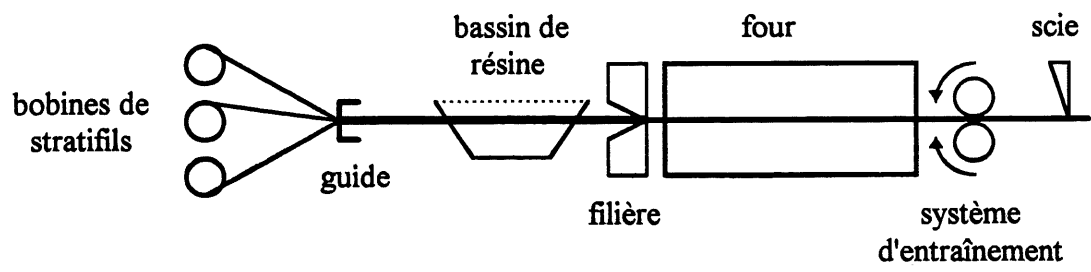


Figure 4.1 Moulage par pultrusion

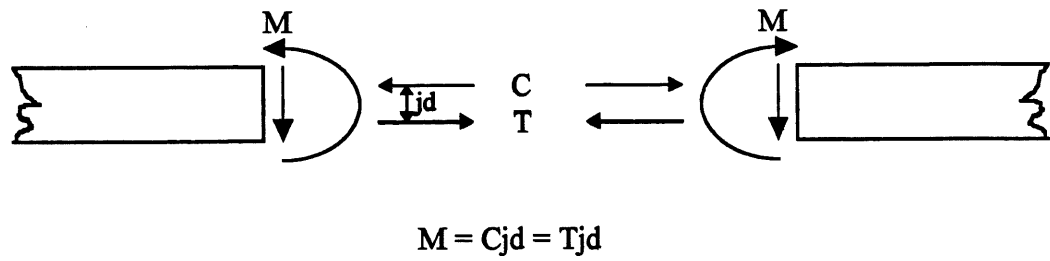


Figure 7.1 Représentation schématique du moment dans une section de béton armé

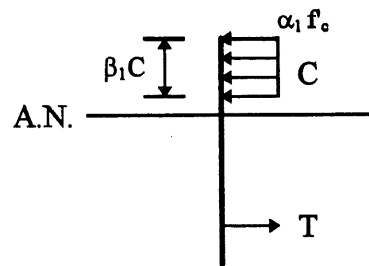


Figure 7.2 Bloc rectangulaire équivalent de béton en compression

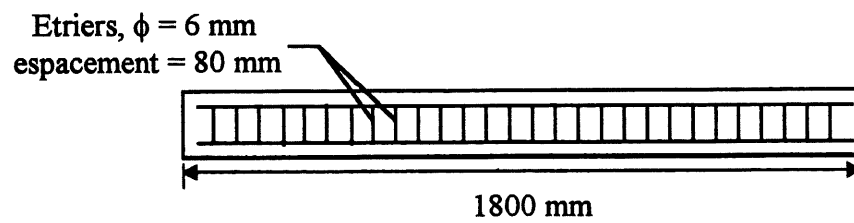


Figure 8.1 Détails de renforcement des poutres BC

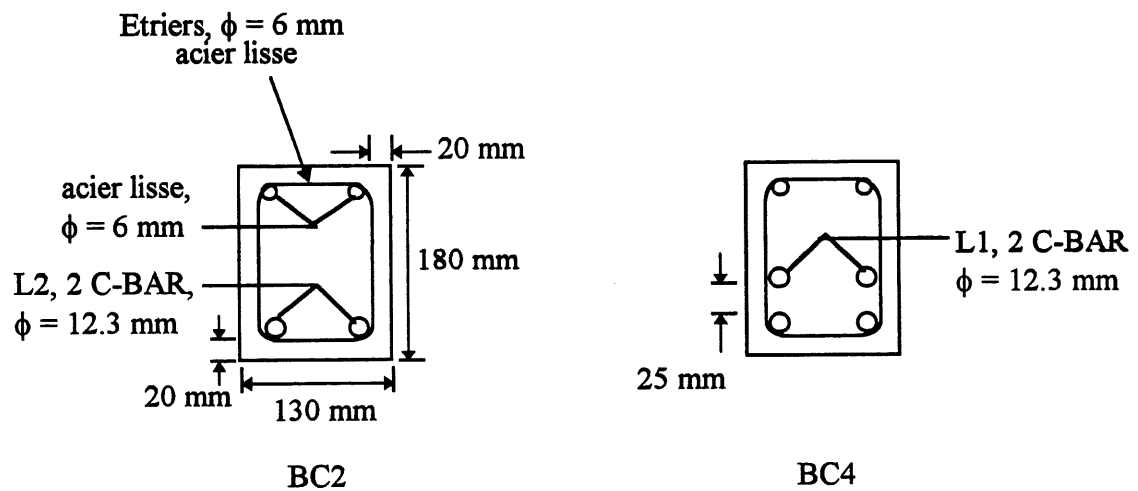


Figure 8.2 Détails de la disposition de l'armature des poutres BC

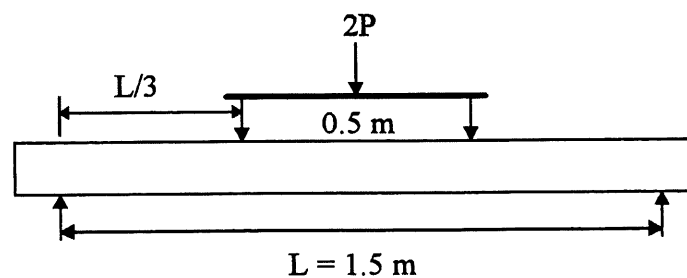


Figure 8.3 Schéma du montage expérimental des poutres BC

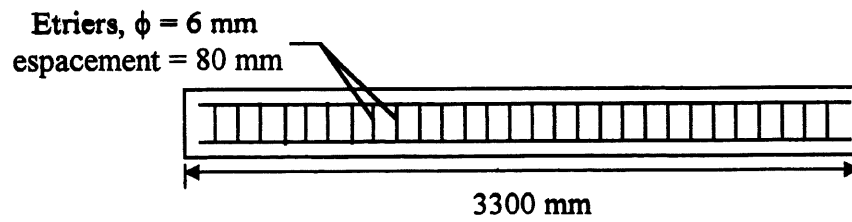


Figure 8.4 Détails de renforcement des poutres des séries 1 et 2

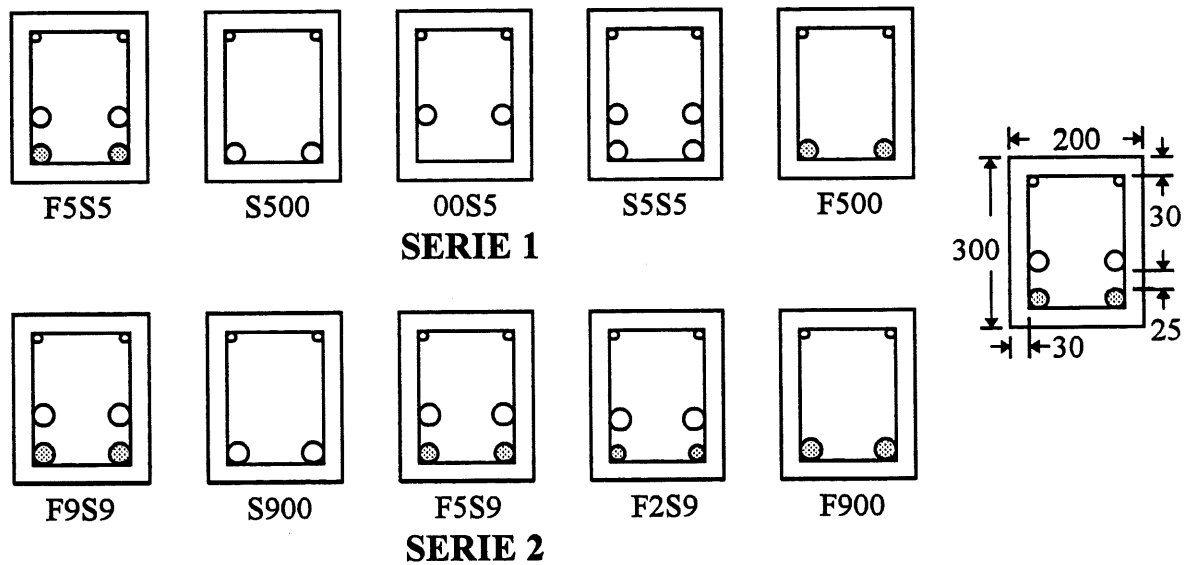


Figure 8.5 Détails de la disposition de l'armature des poutres des séries 1 et 2

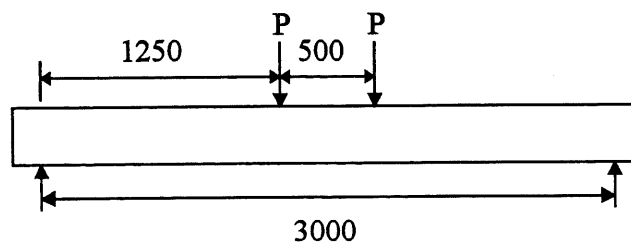


Figure 8.6 Schéma du montage expérimental des poutres des séries 1 et 2

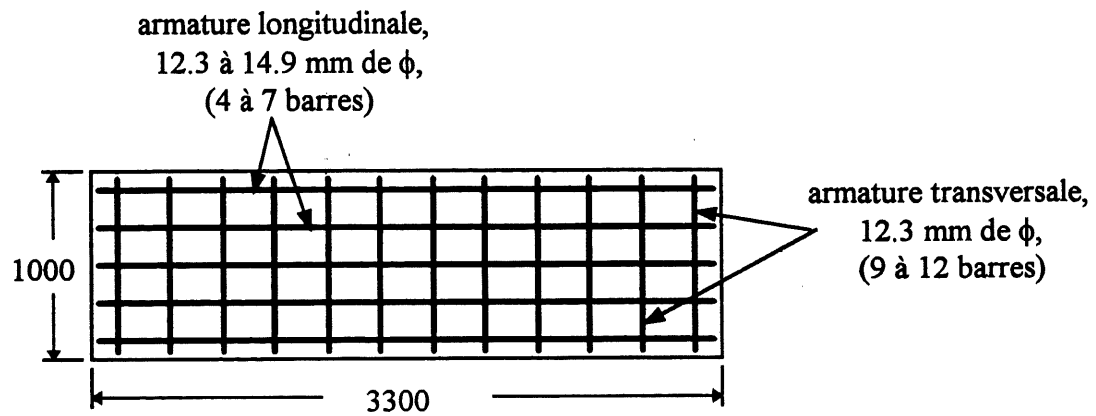


Figure 8.7 Détails de renforcement des dalles

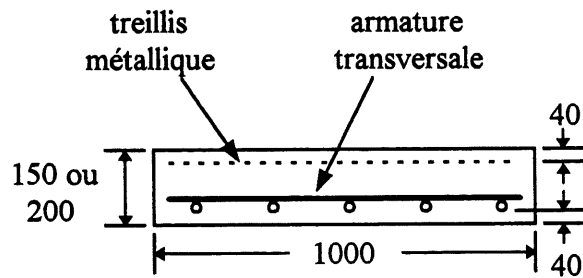


Figure 8.8 Détails de la disposition de l'armature des dalles

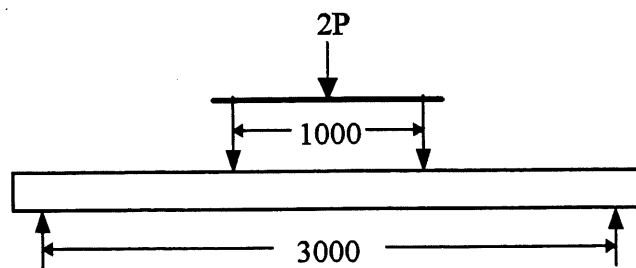


Figure 8.9 Schéma du montage expérimental des dalles

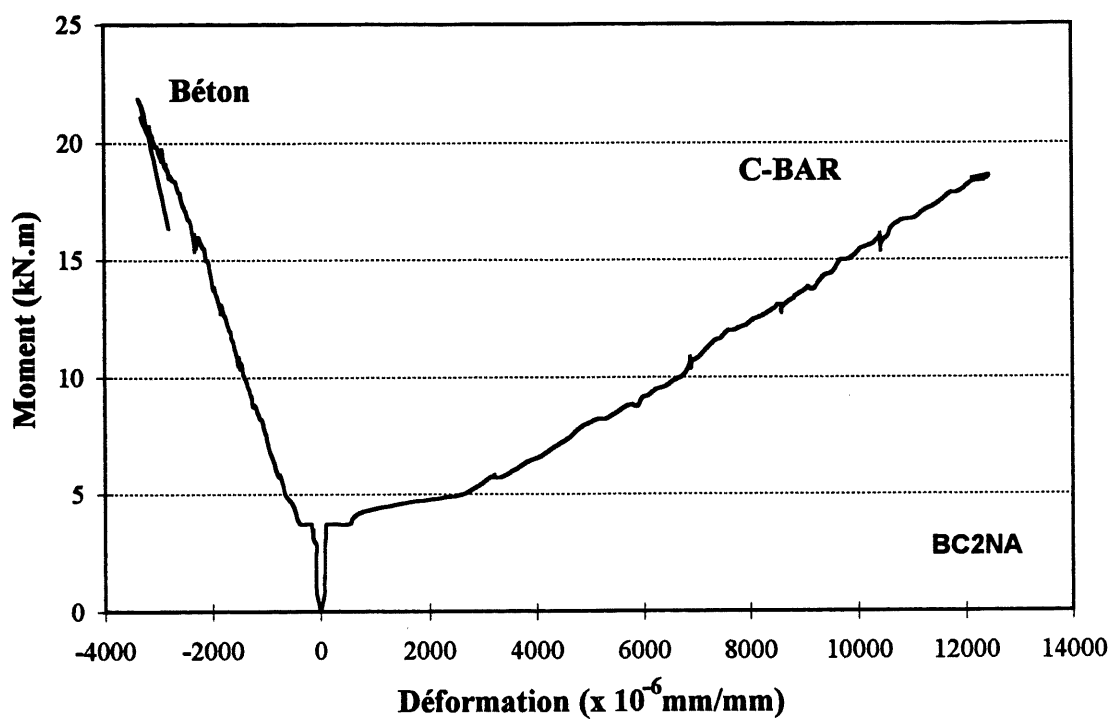


Figure 9.1 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2NA

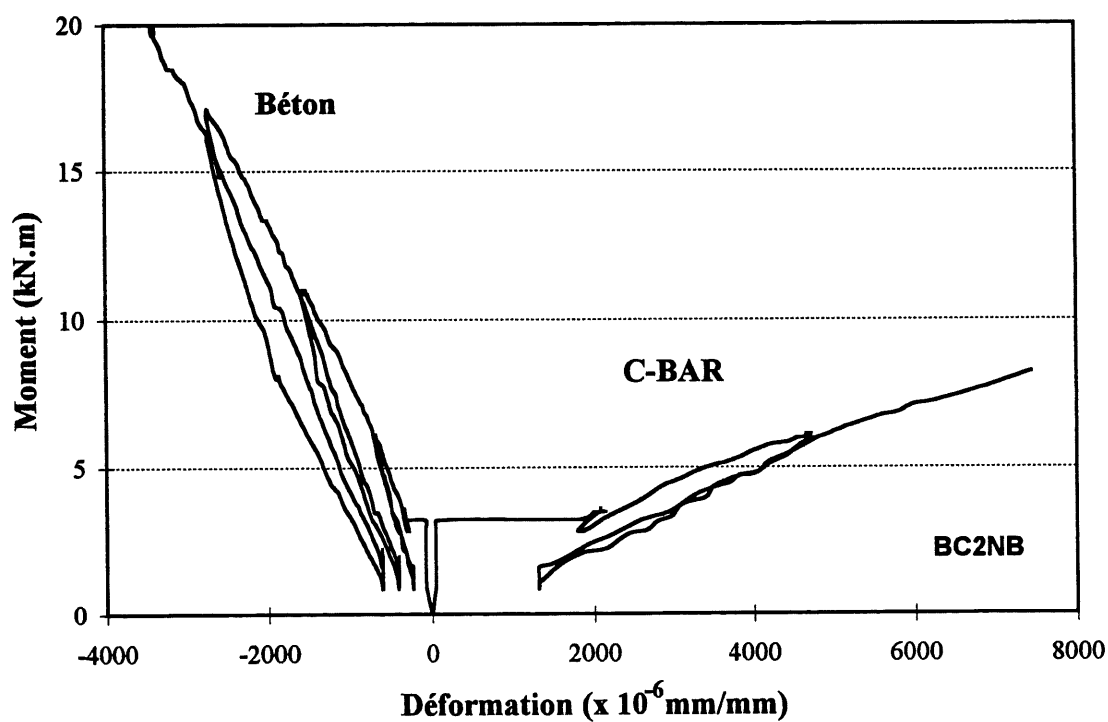


Figure 9.2 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2NB

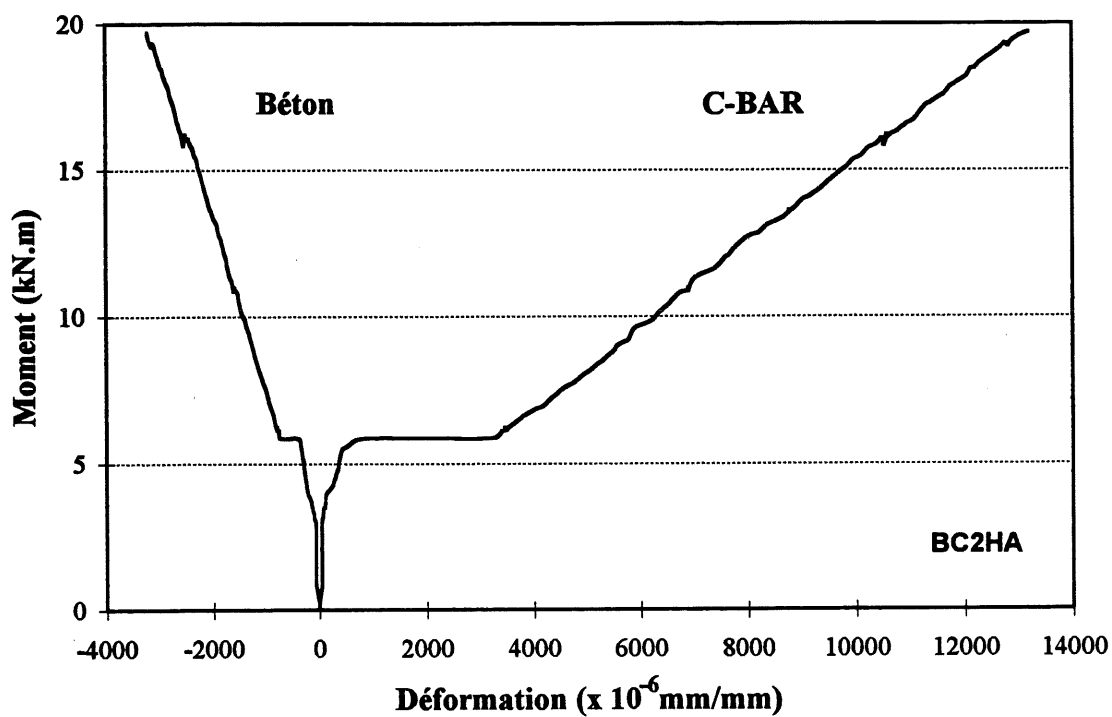


Figure 9.3 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2HA

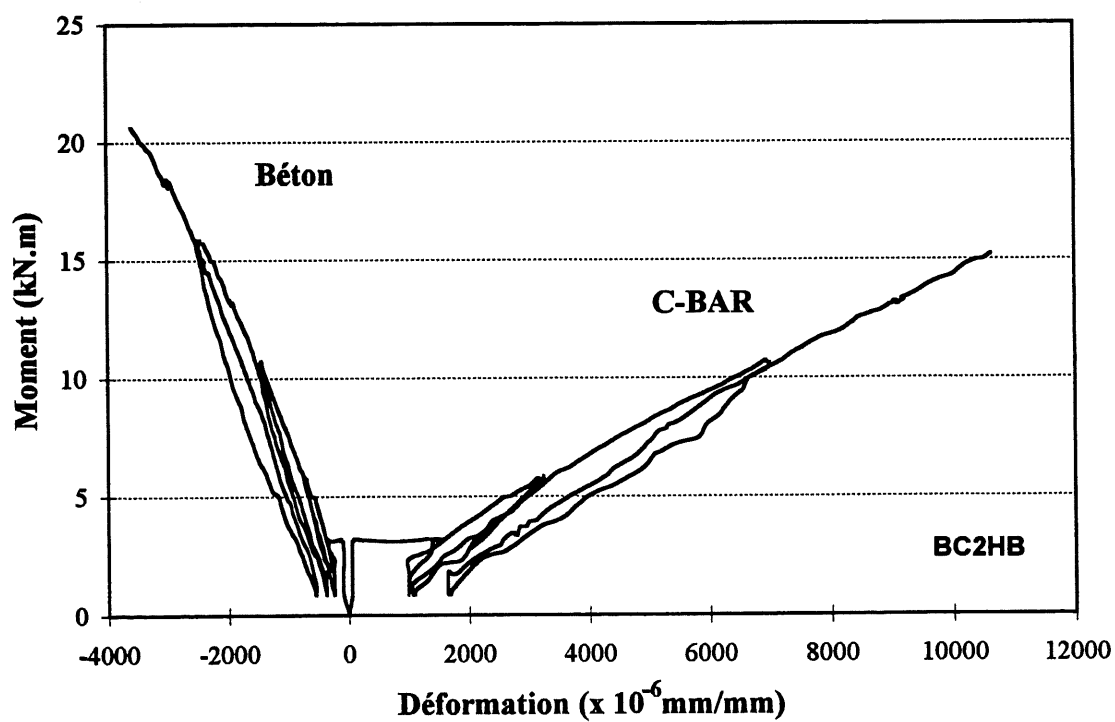


Figure 9.4 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2HB

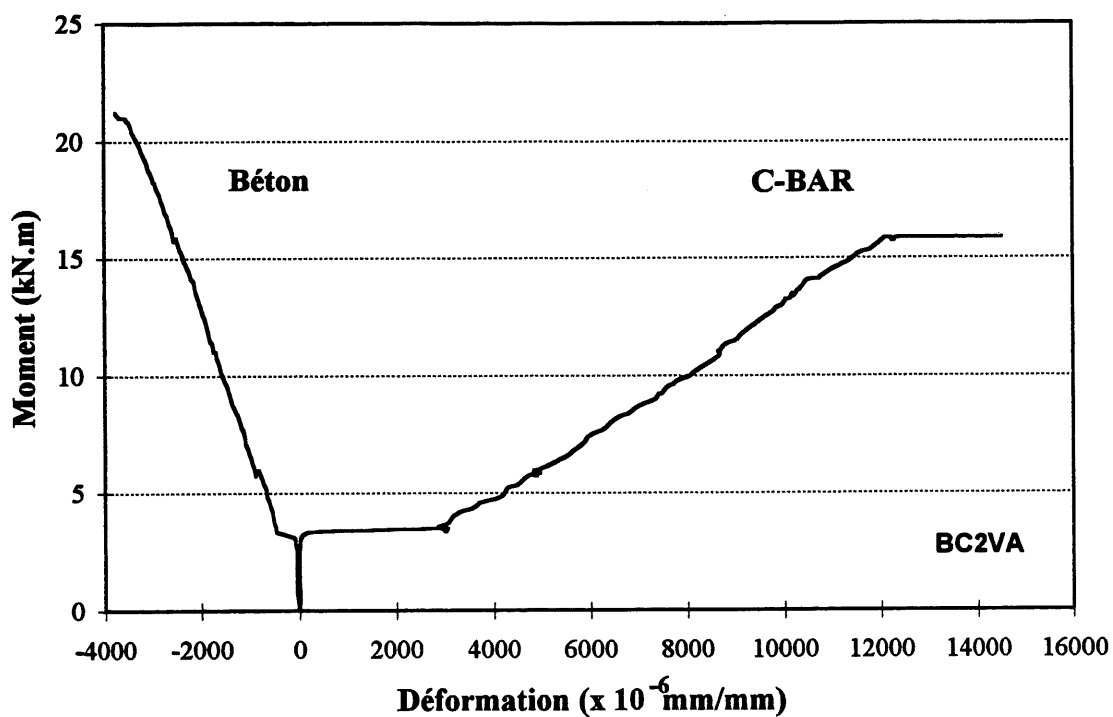


Figure 9.5 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2VA

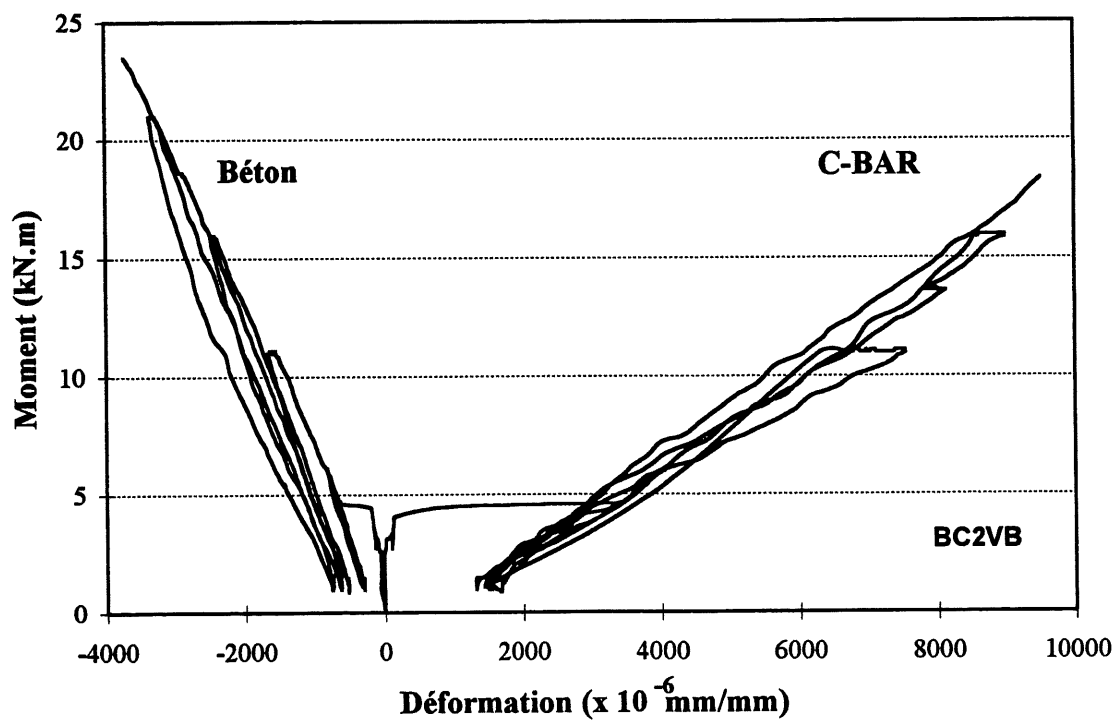


Figure 9.6 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC2VB



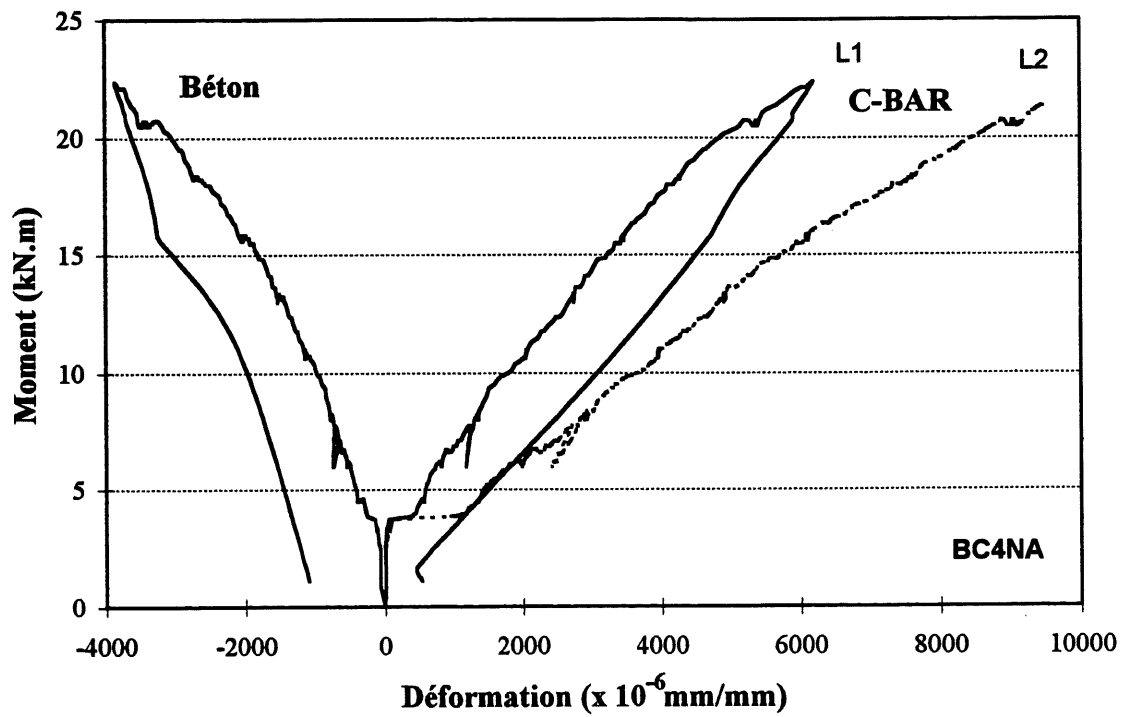


Figure 9.7 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4NA

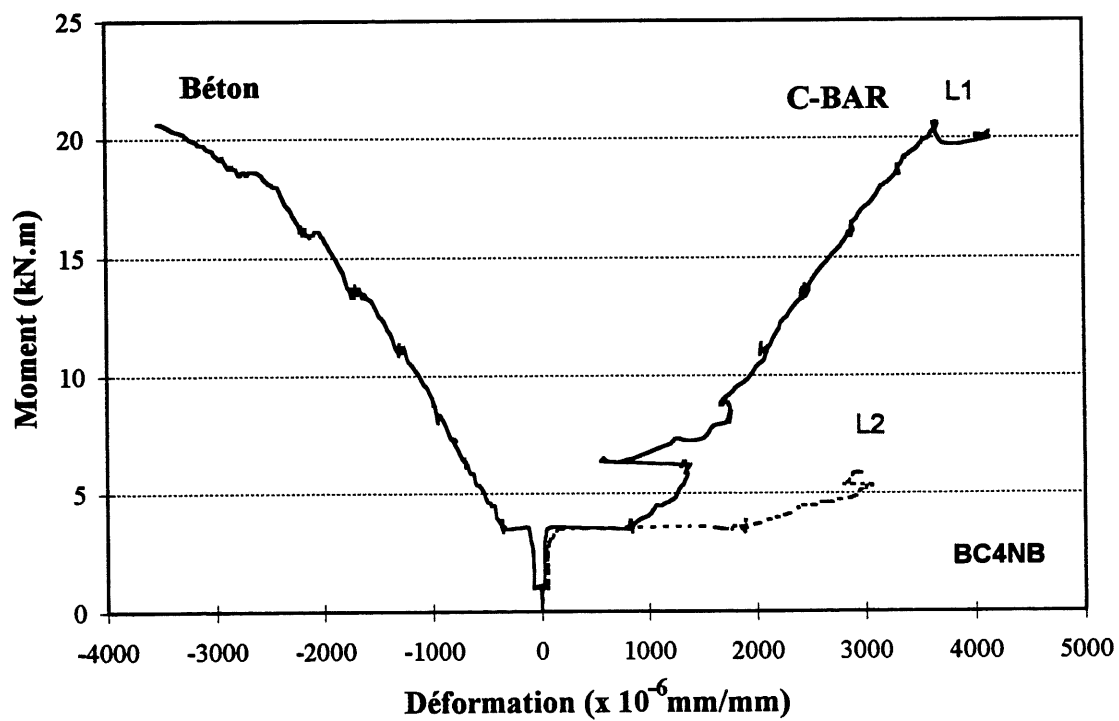


Figure 9.8 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4NB

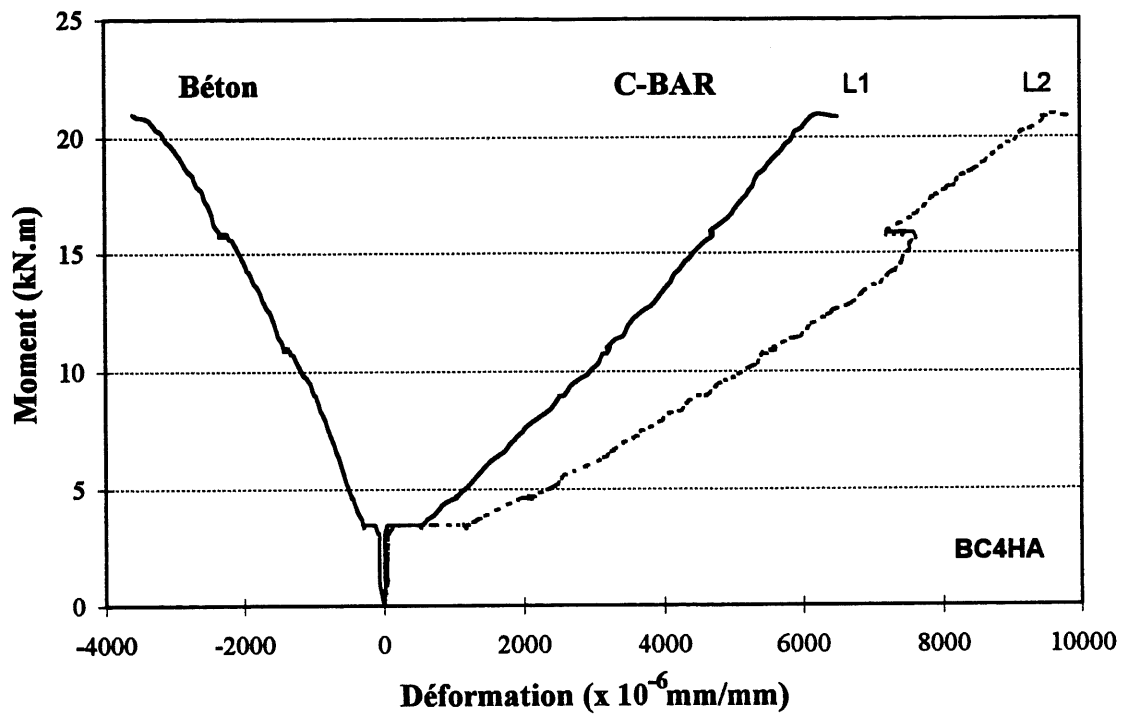


Figure 9.9 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4HA

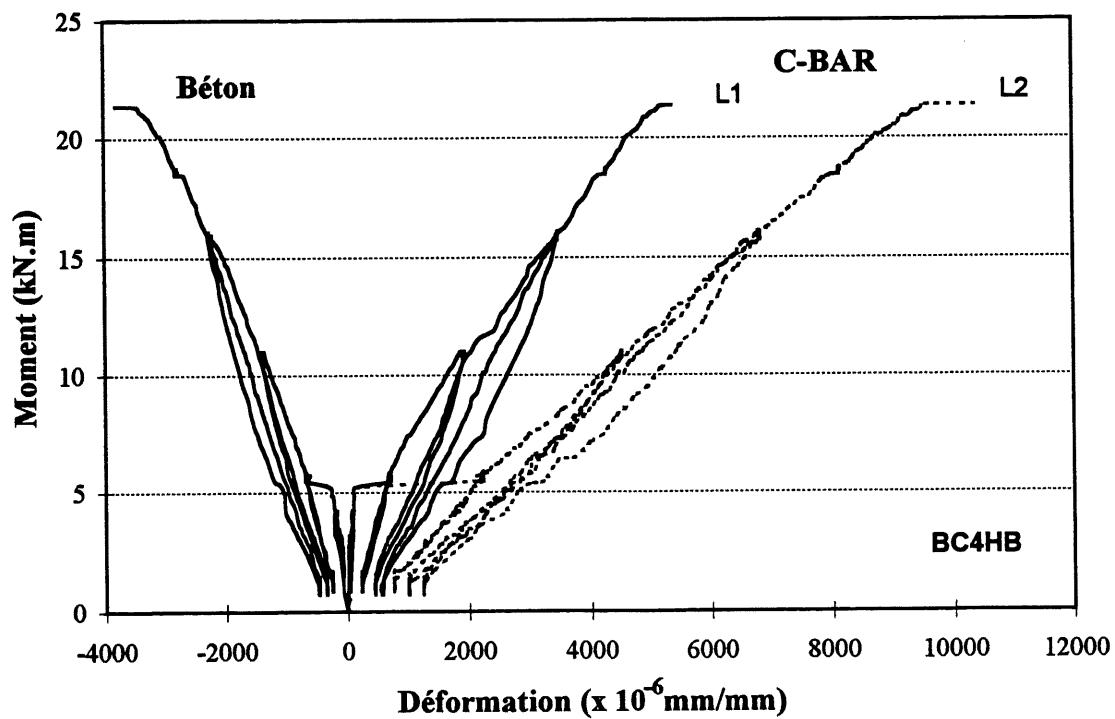


Figure 9.10 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4HB

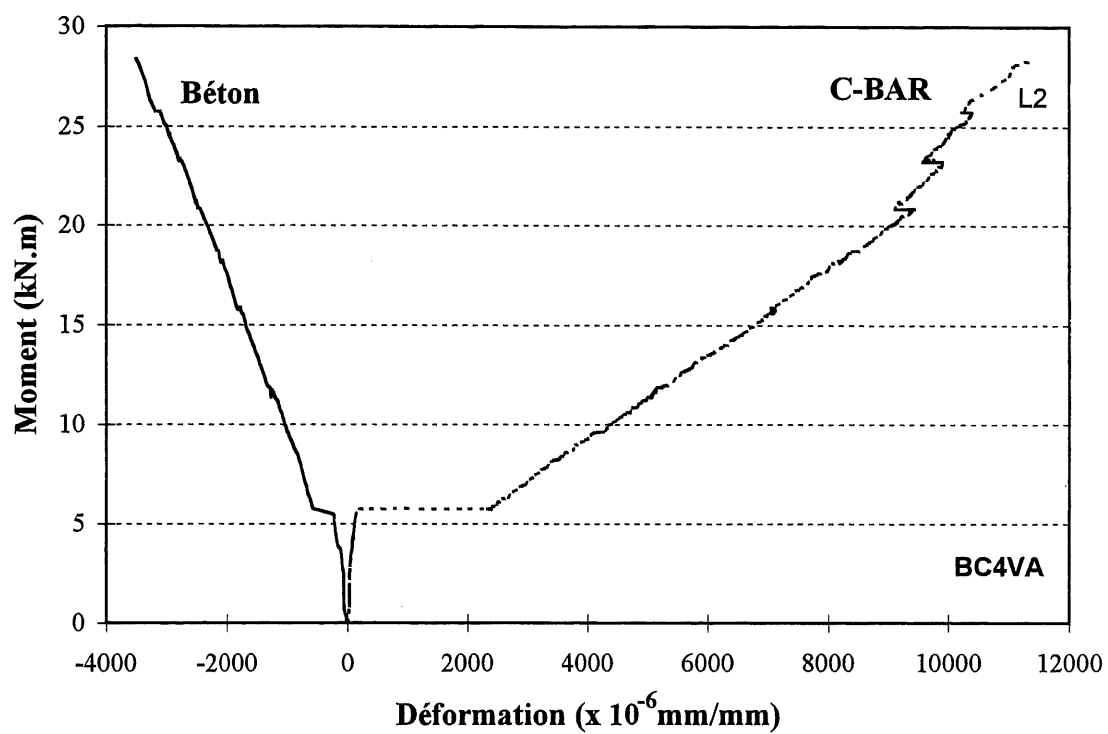


Figure 9.11 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4VA

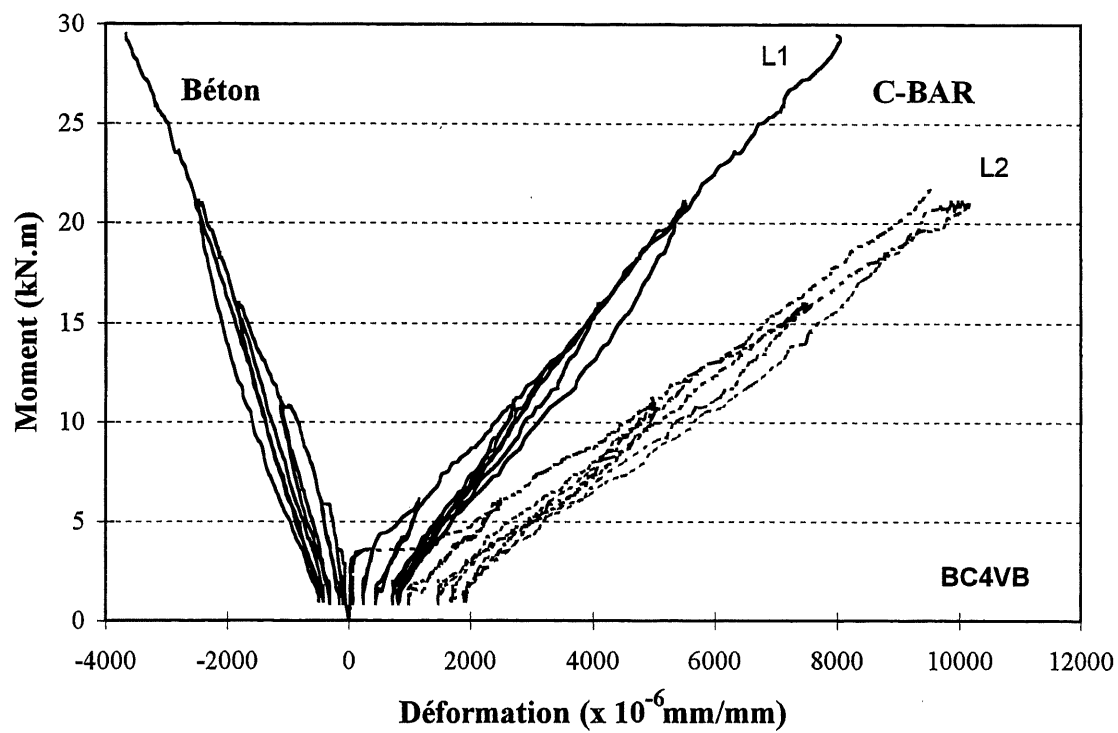


Figure 9.12 Déformations dans le béton et l'armature de la poutre BC4VB

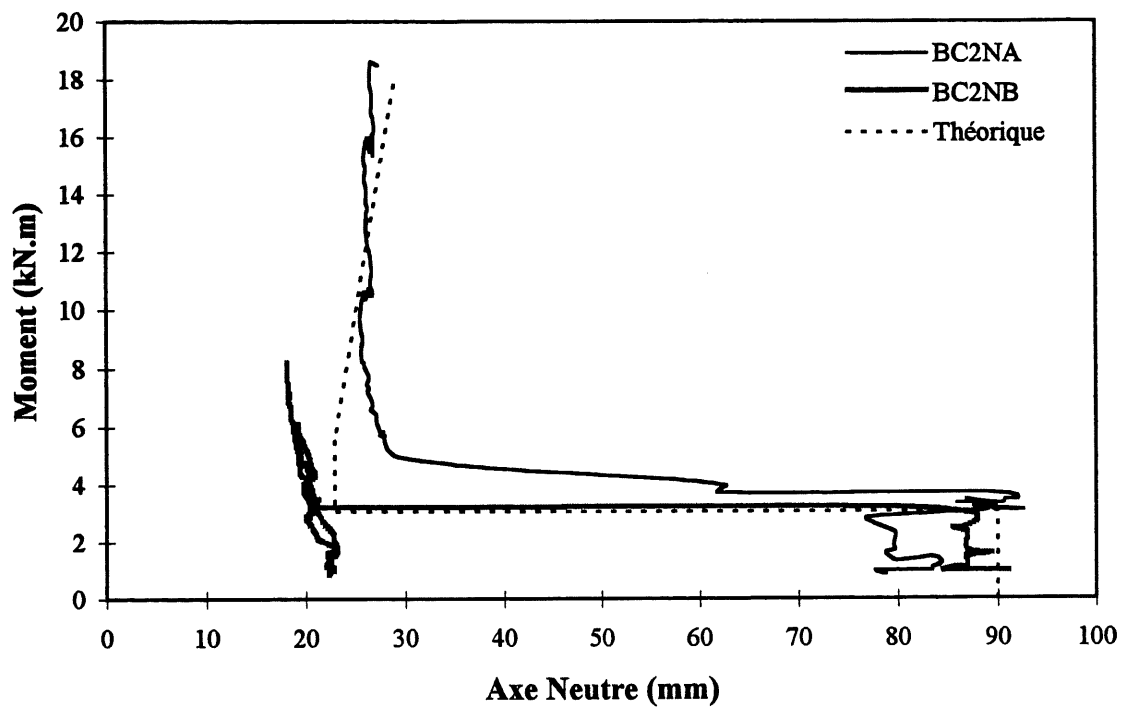


Figure 9.13 Axe neutre des poutres BC2N

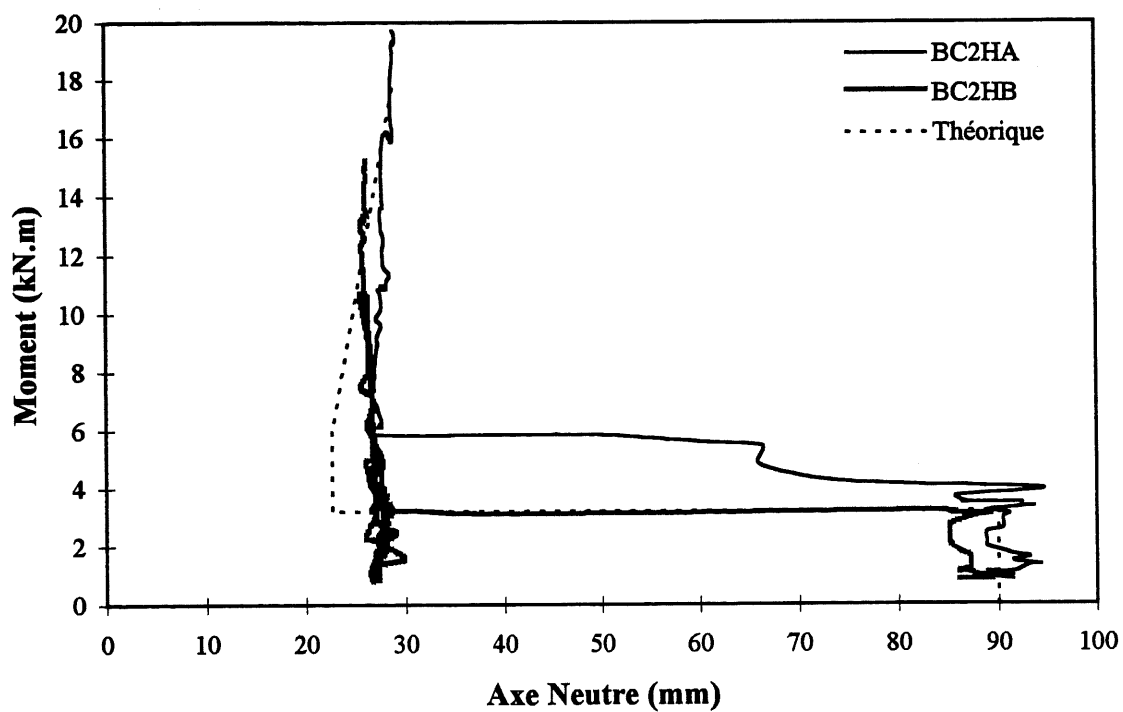


Figure 9.14 Axe neutre des poutres BC2H

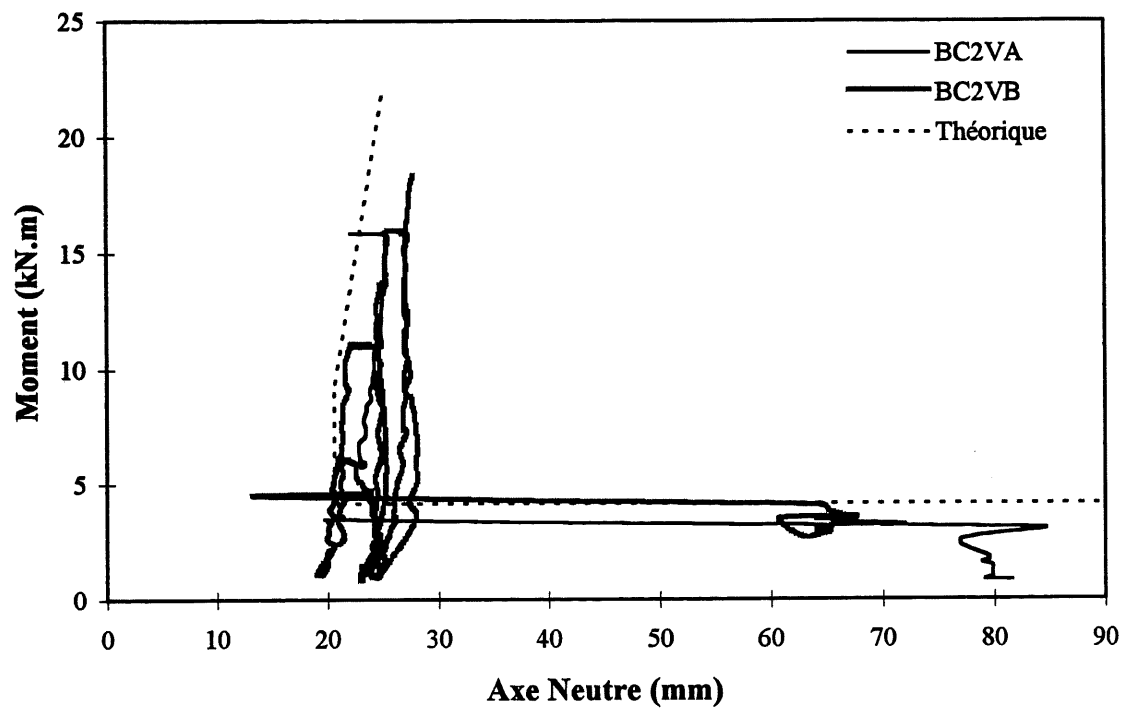


Figure 9.15 Axe neutre des poutres BC2V

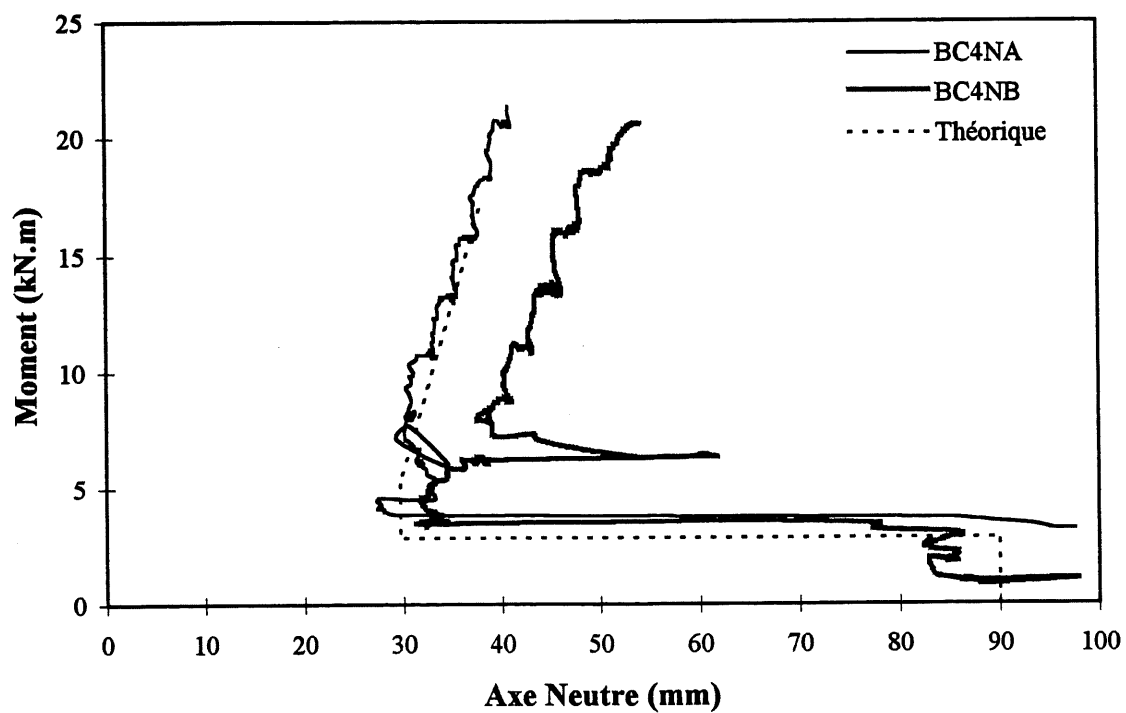


Figure 9.16 Axe neutre des poutres BC4N

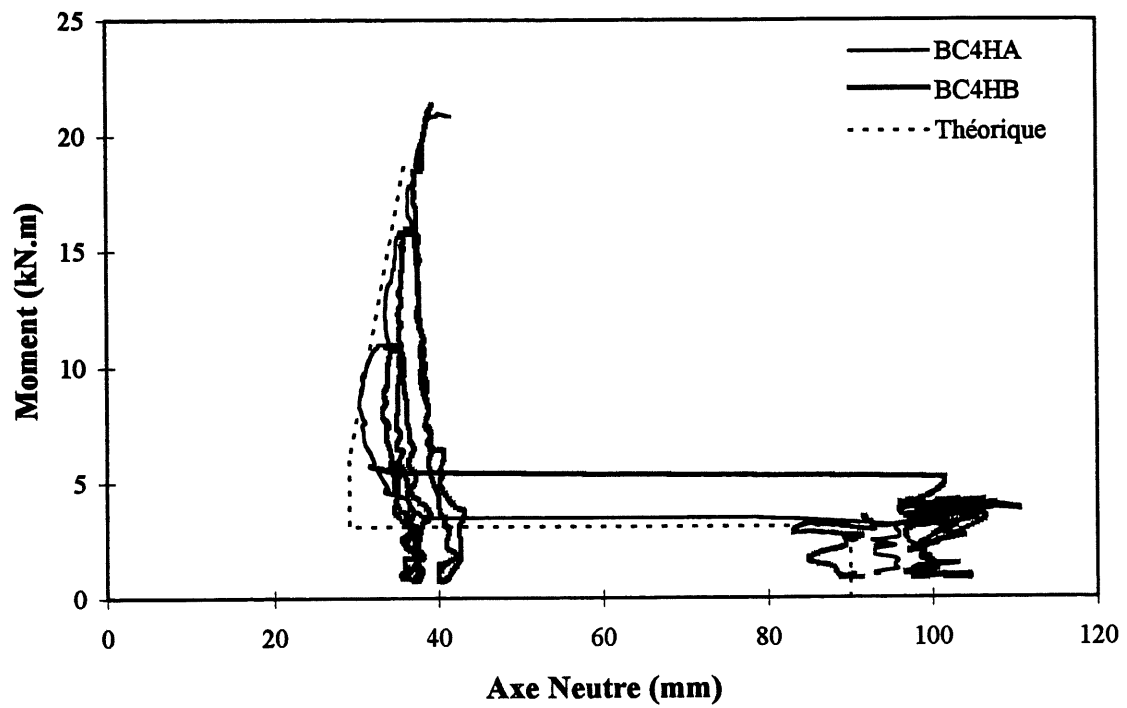


Figure 9.17 Axe neutre des poutres BC4H

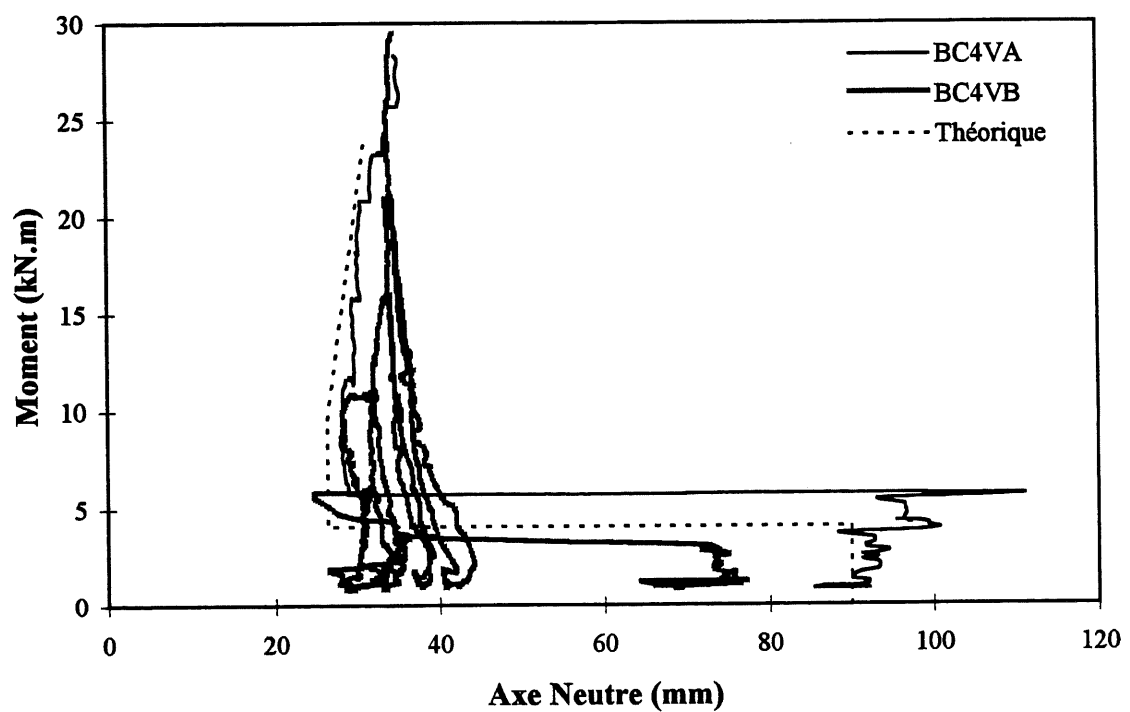
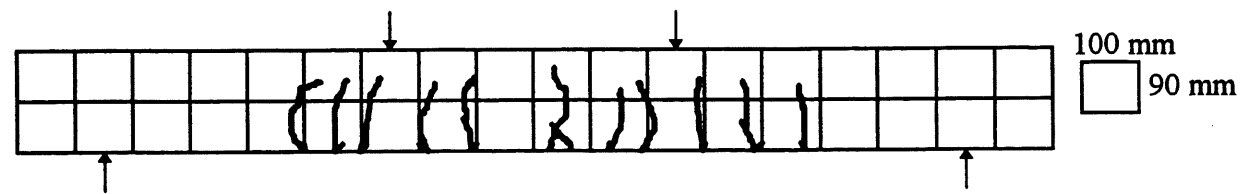
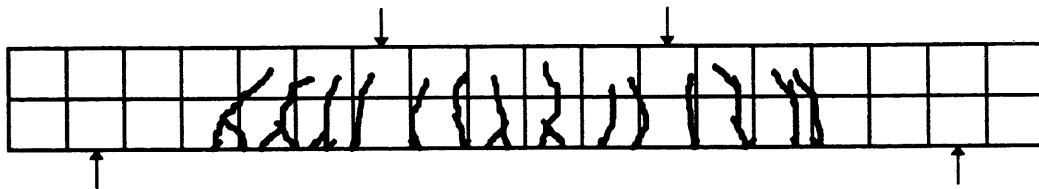


Figure 9.18 Axe neutre des poutres BC4V

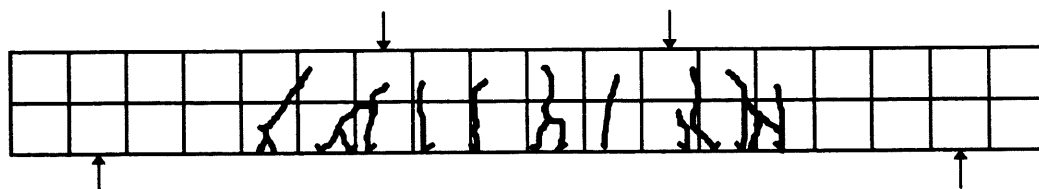


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

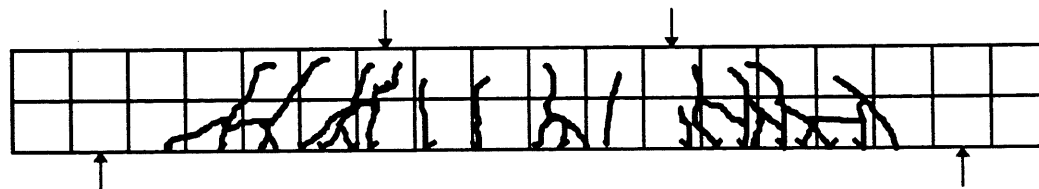


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.19 Réseau de fissuration de la poutre BC2NA

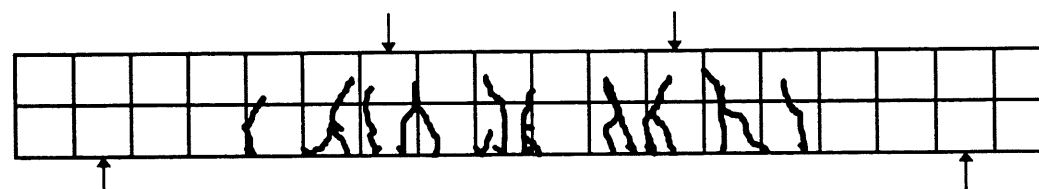


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

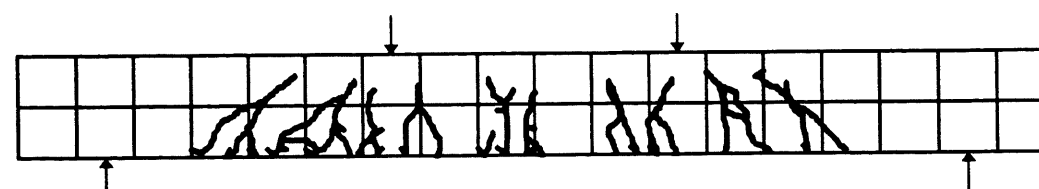


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.20 Réseau de fissuration de la poutre BC2NB



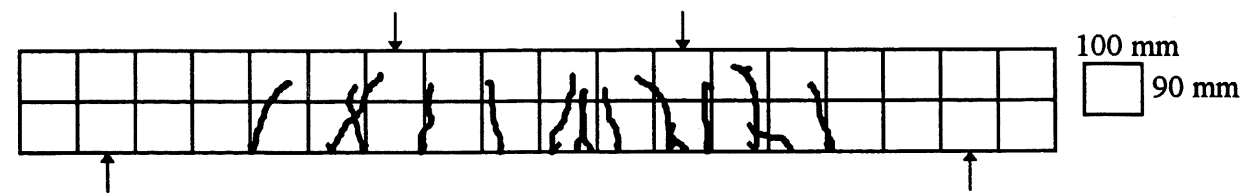
a) Charge modérée (50%  $M_u$ )



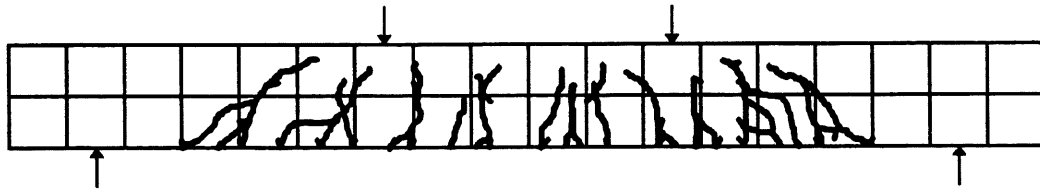
b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.21 Réseau de fissuration de la poutre BC2HA



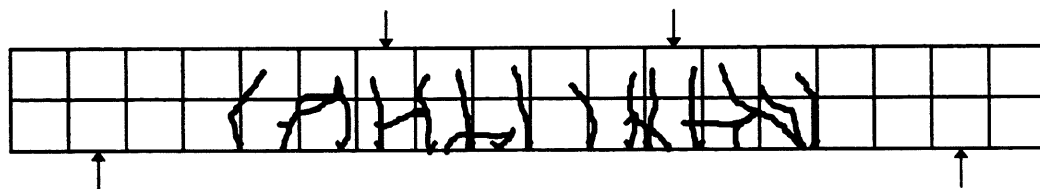


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

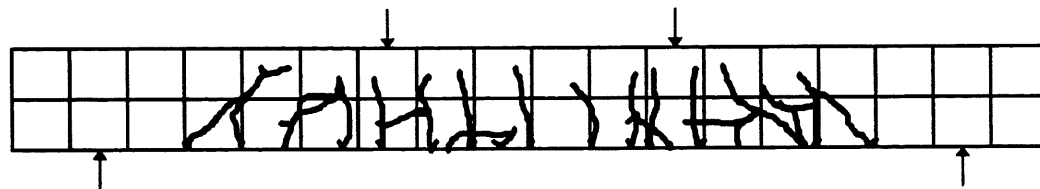


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.22 Réseau de fissuration de la poutre BC2HB

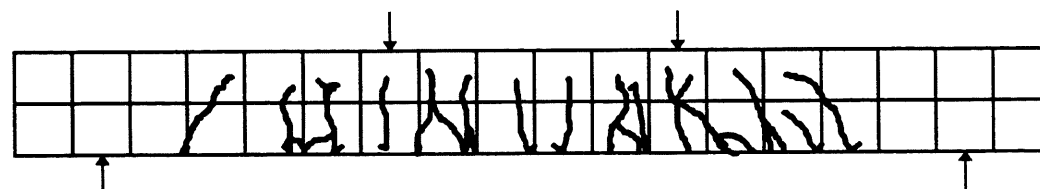


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

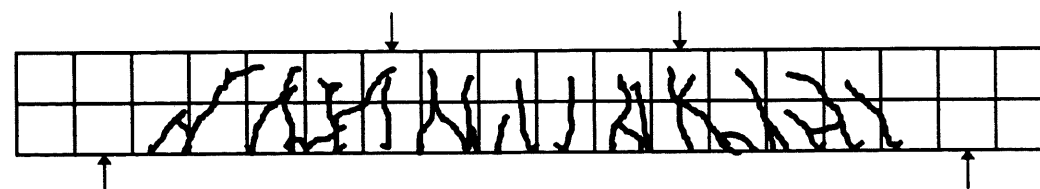


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.23 Réseau de fissuration de la poutre BC2VA

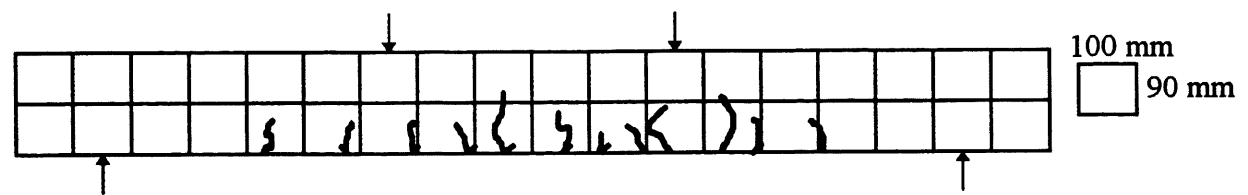


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

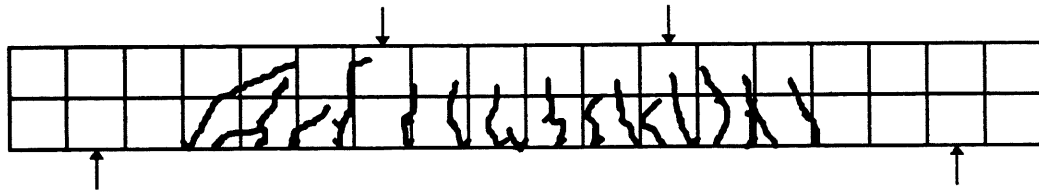


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.24 Réseau de fissuration de la poutre BC2VB

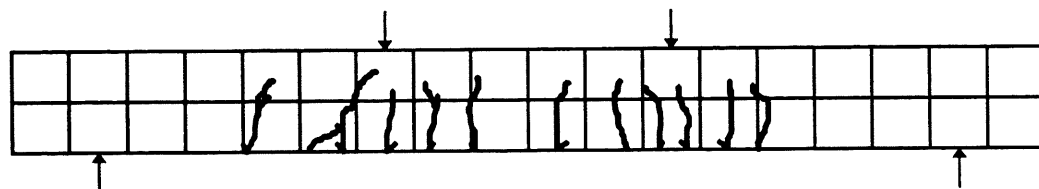


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

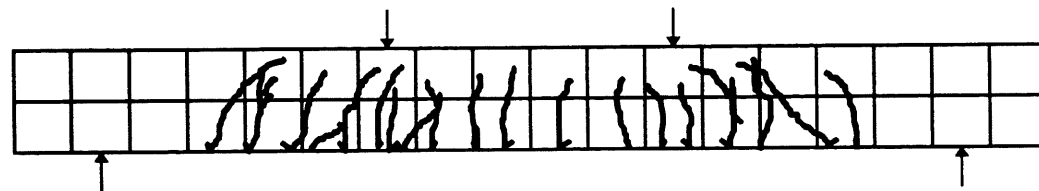


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.25 Réseau de fissuration de la poutre BC4NA

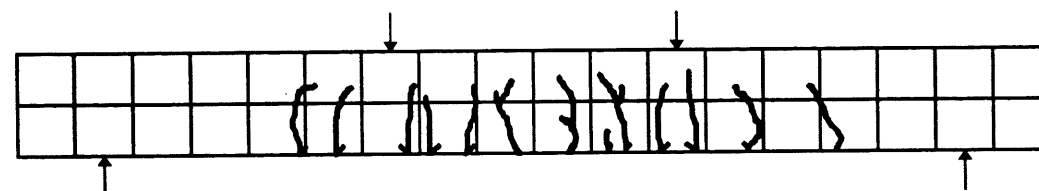


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

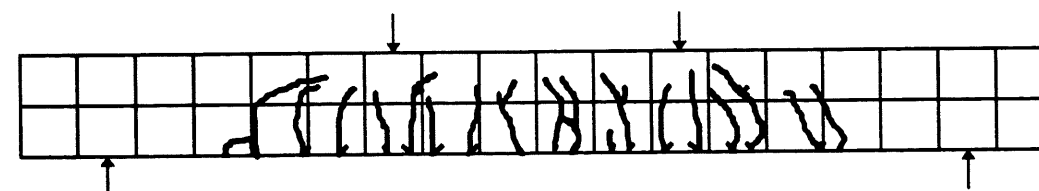


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.26 Réseau de fissuration de la poutre BC4NB

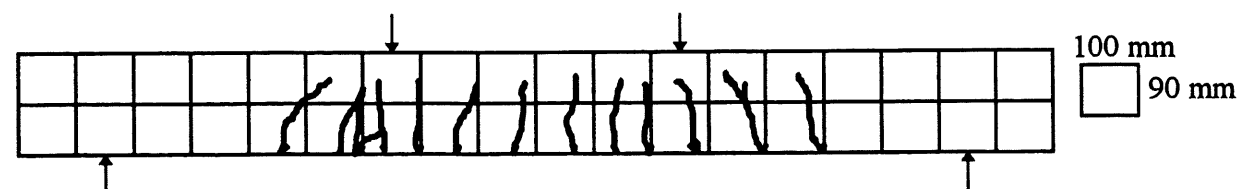


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

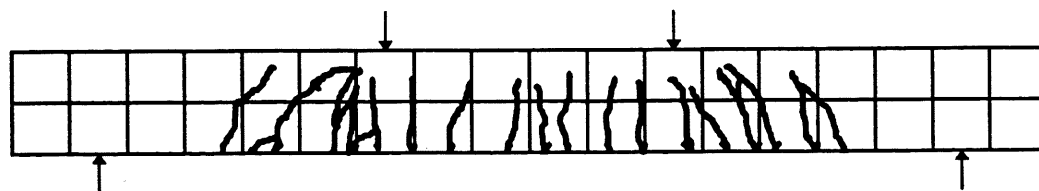


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.27 Réseau de fissuration de la poutre BC4HA

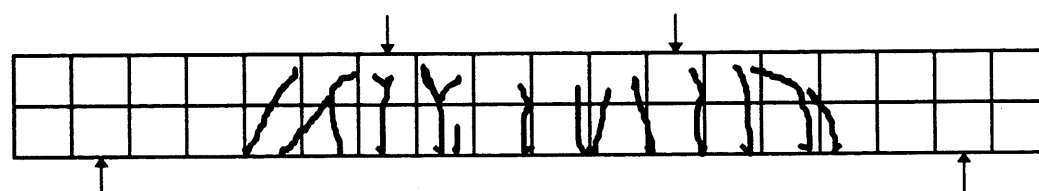


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

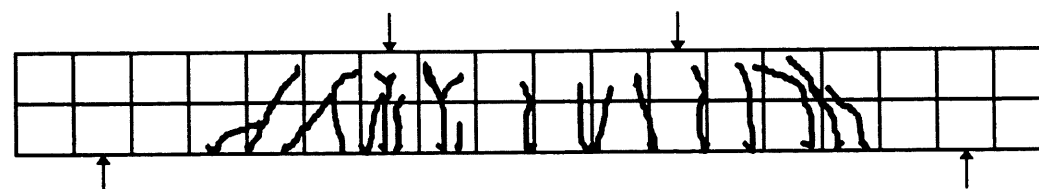


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.28 Réseau de fissuration de la poutre BC4HB

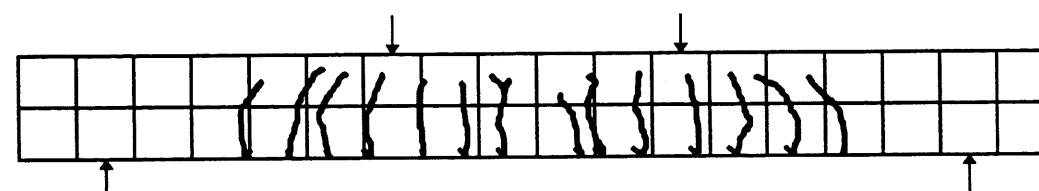


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

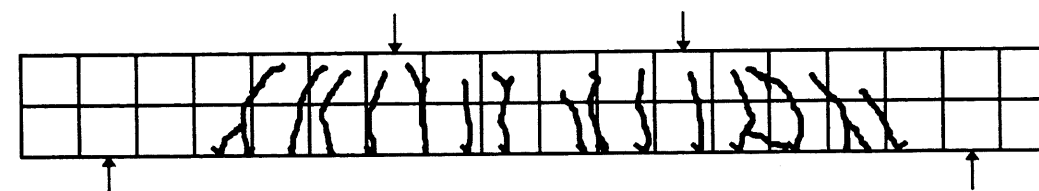


b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.29 Réseau de fissuration de la poutre BC4VA



a) Charge modérée (50%  $M_u$ )



b) Charge élevée (75%  $M_u$ )

Figure 9.30 Réseau de fissuration de la poutre BC4VB

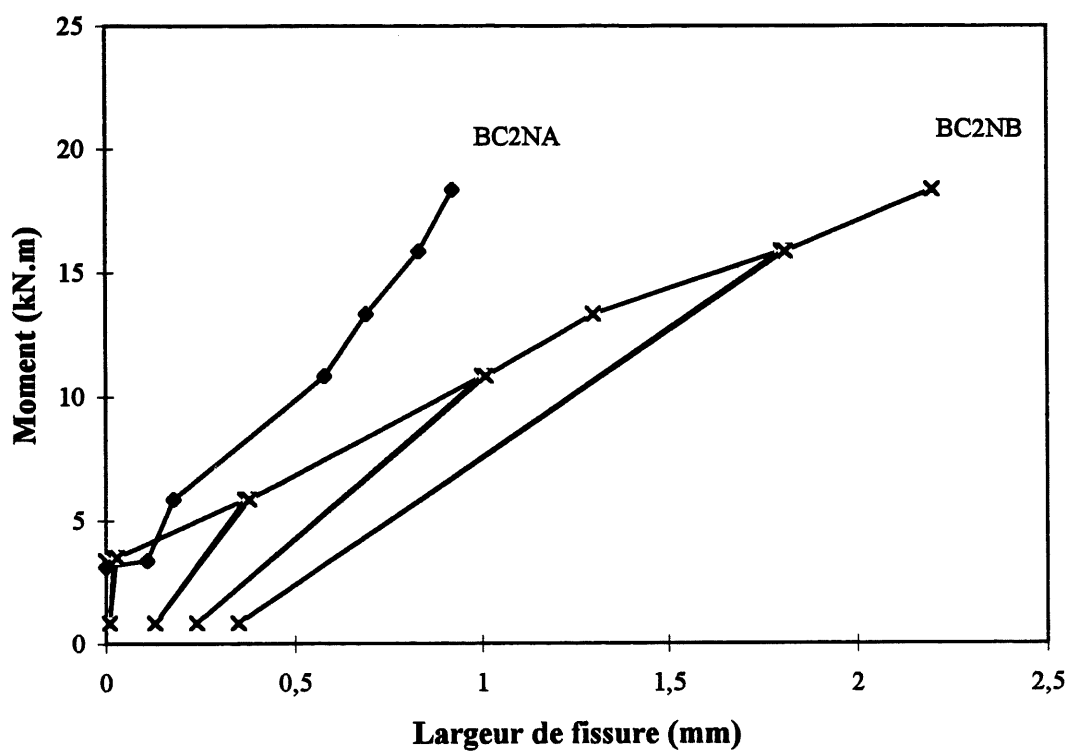


Figure 9.31 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2N

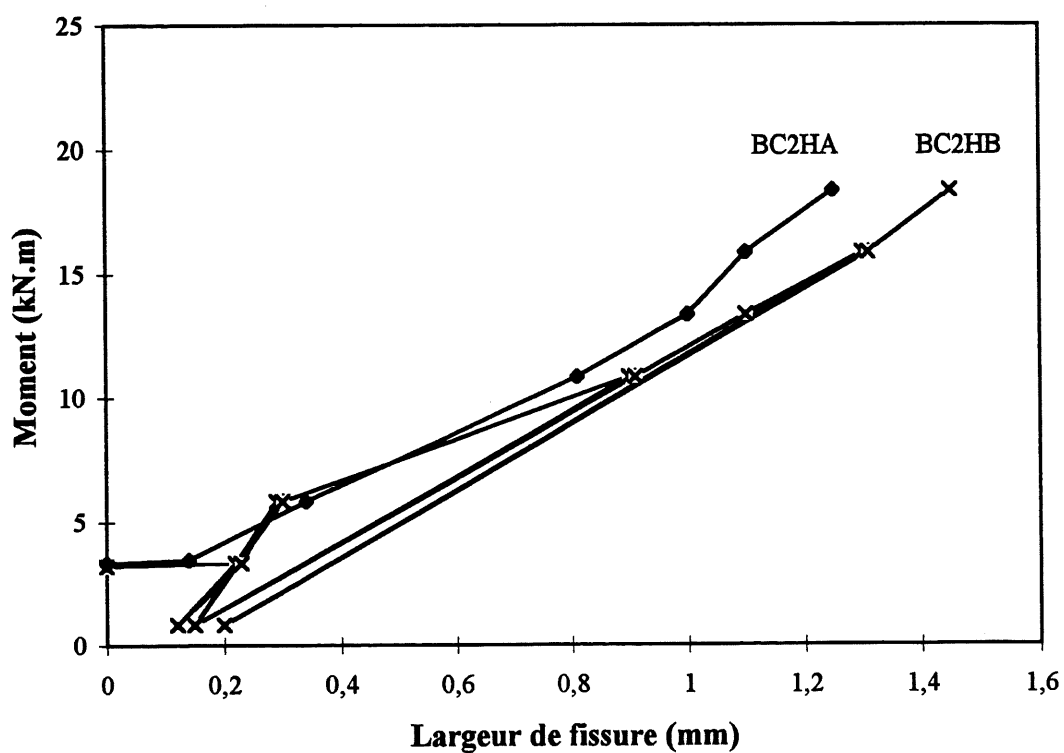


Figure 9.32 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2H

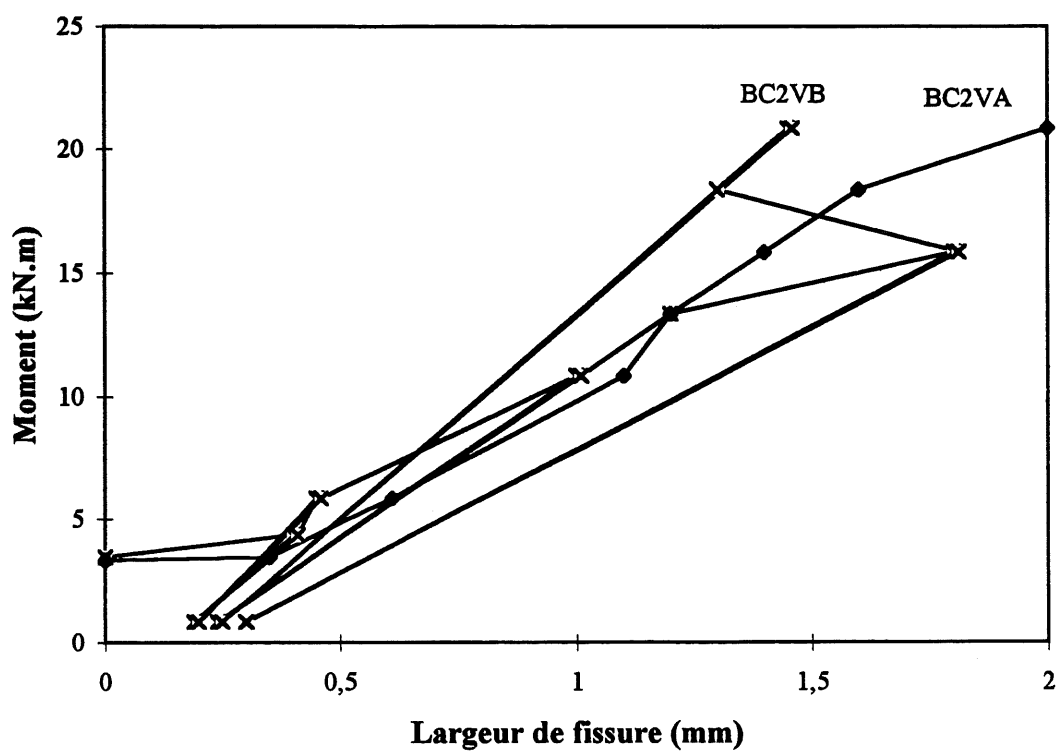


Figure 9.33 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC2V

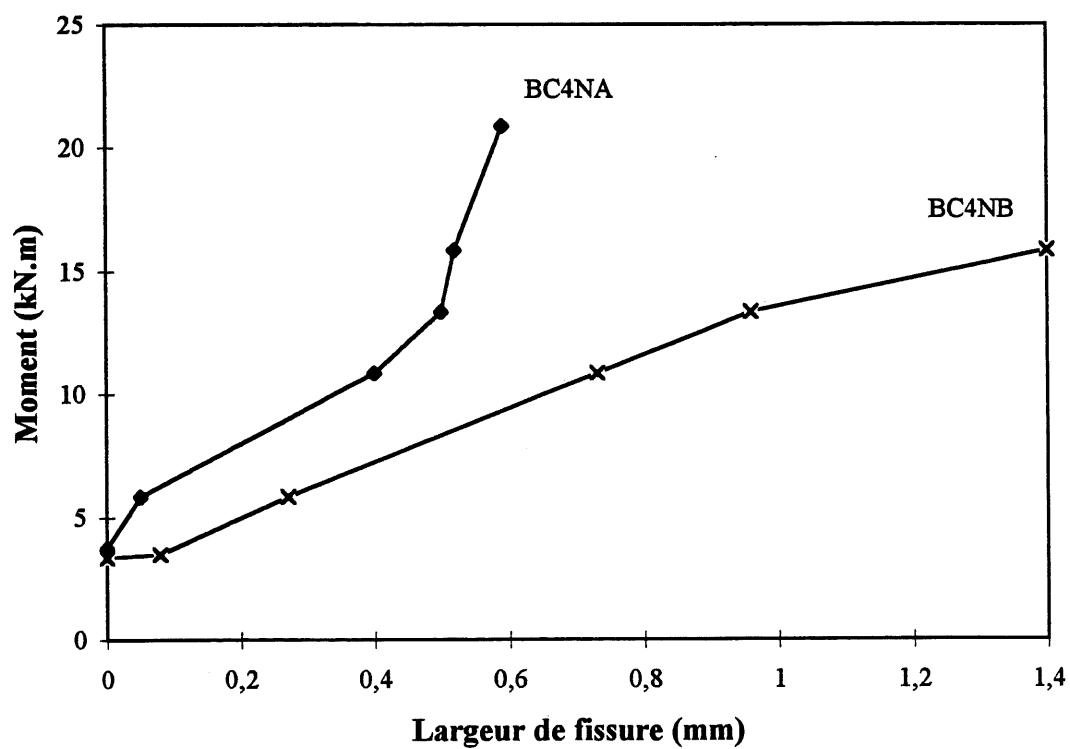


Figure 9.34 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4N

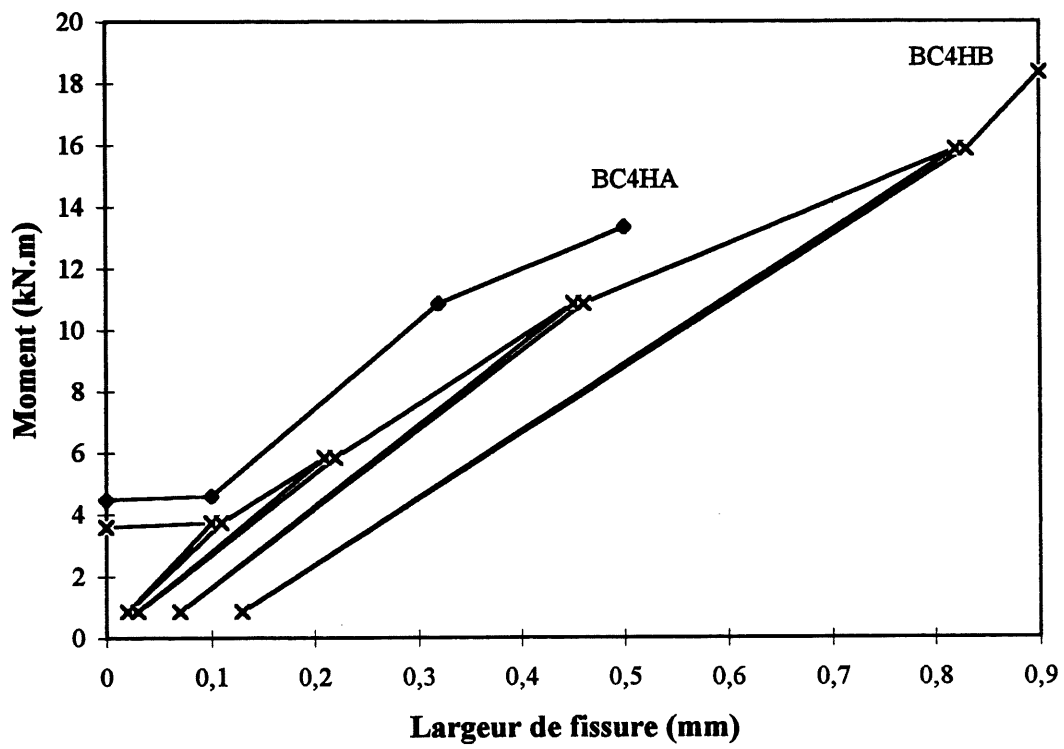


Figure 9.35 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4H

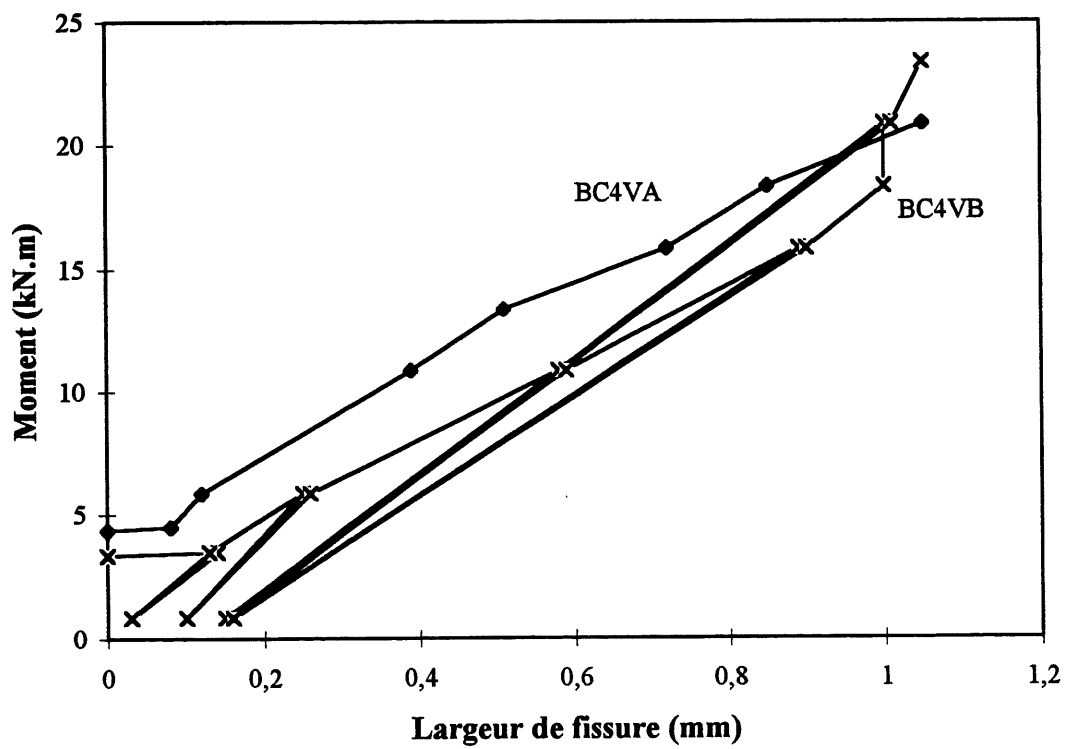


Figure 9.36 Largeur de fissure expérimentale des poutres BC4V

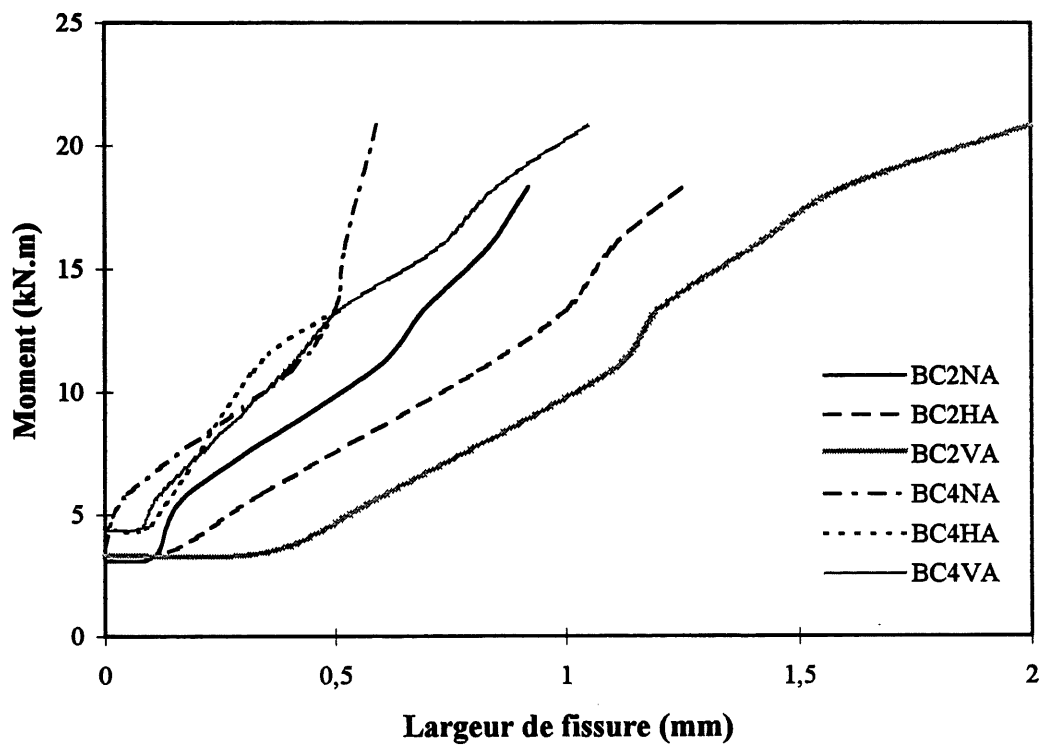


Figure 9.37 Effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la largeur de fissure des poutres BC

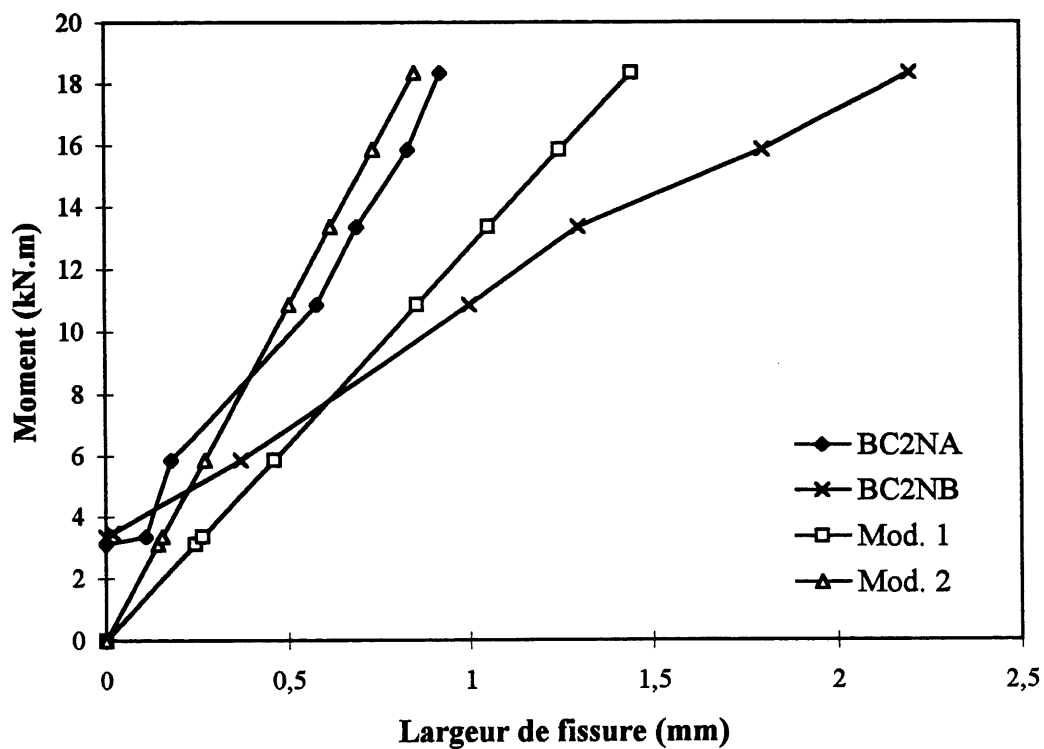


Figure 9.38 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2N

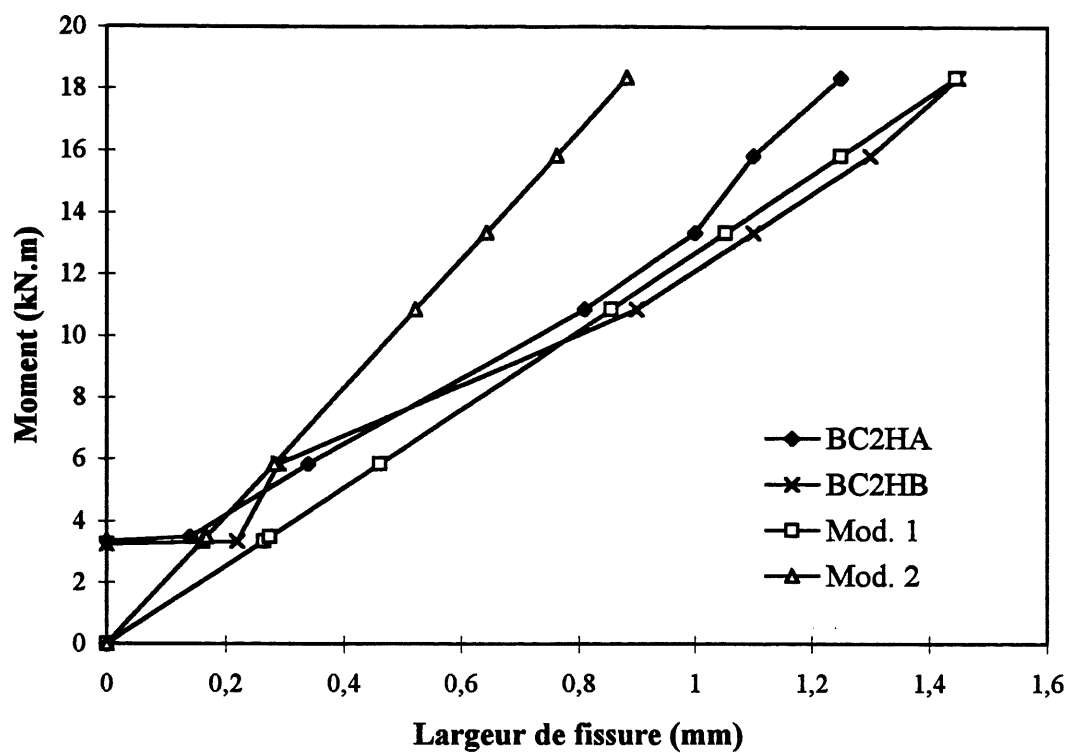


Figure 9.39 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2H

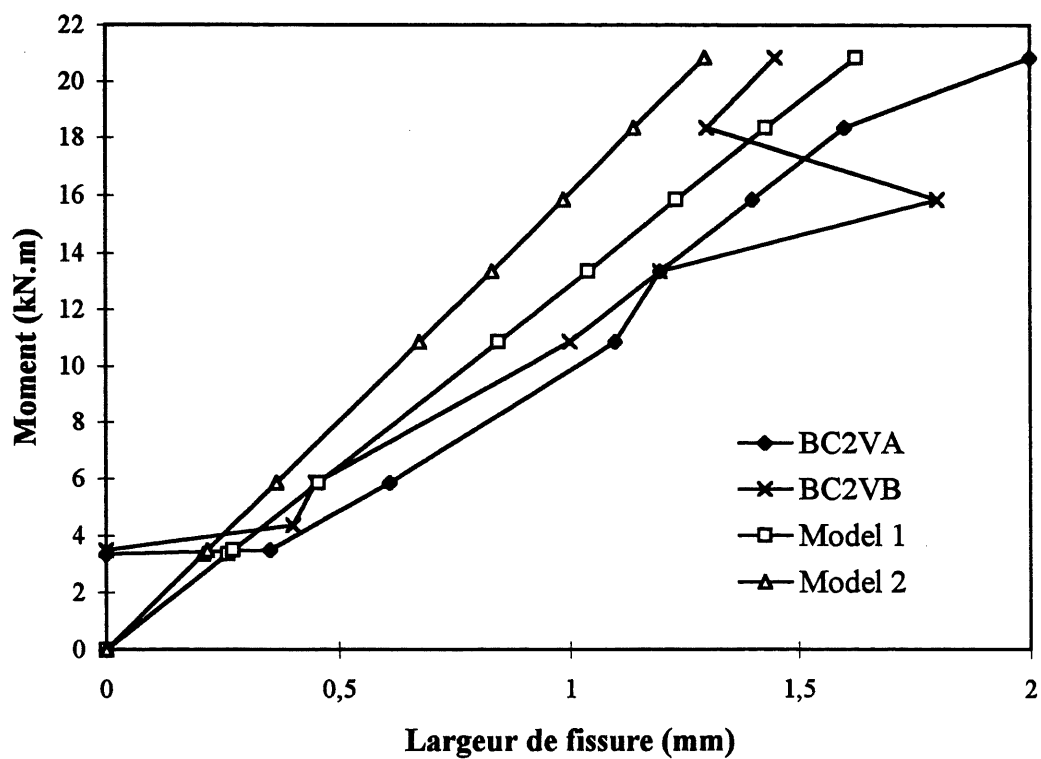


Figure 9.40 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC2V



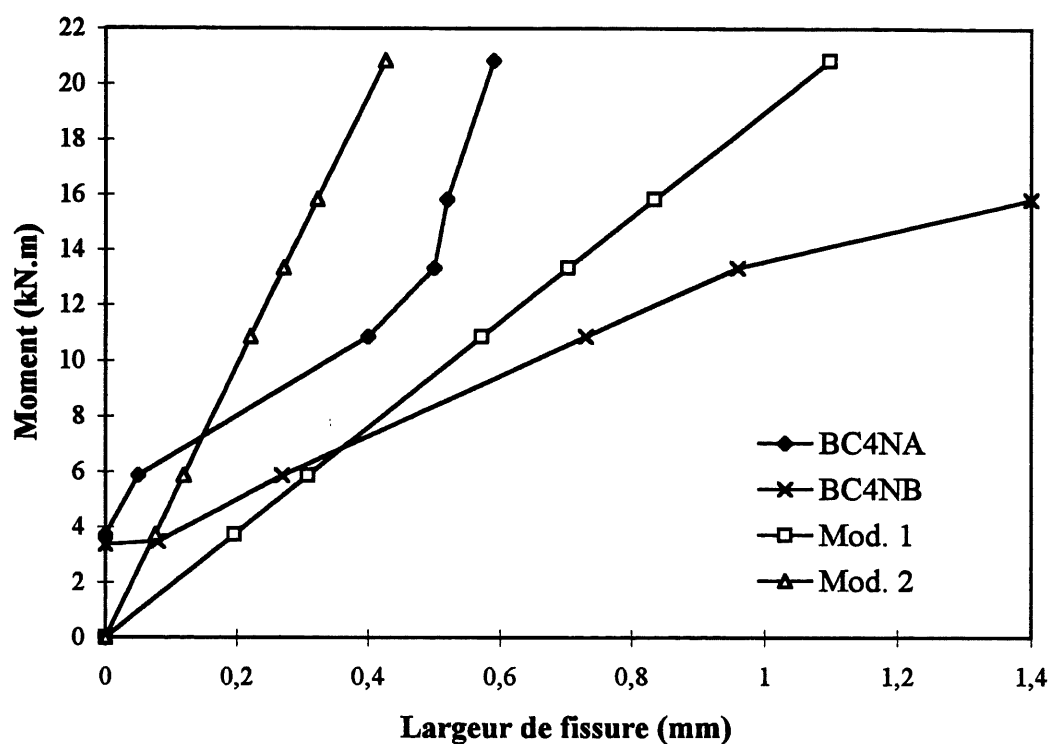


Figure 9.41 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4N

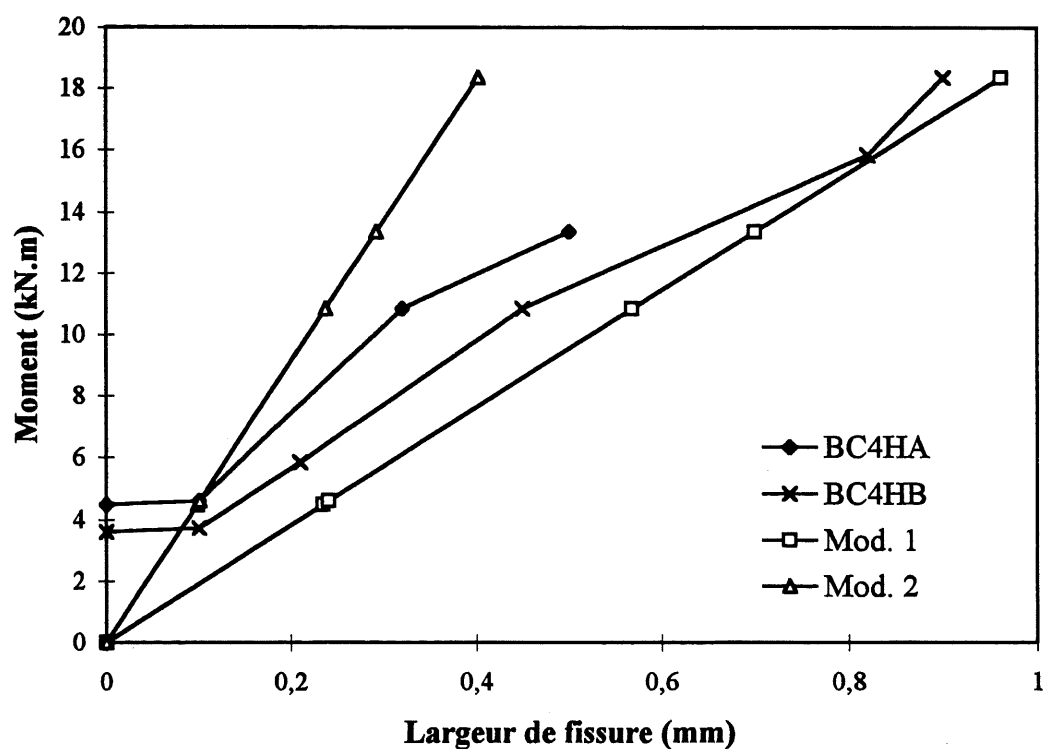


Figure 9.42 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4H

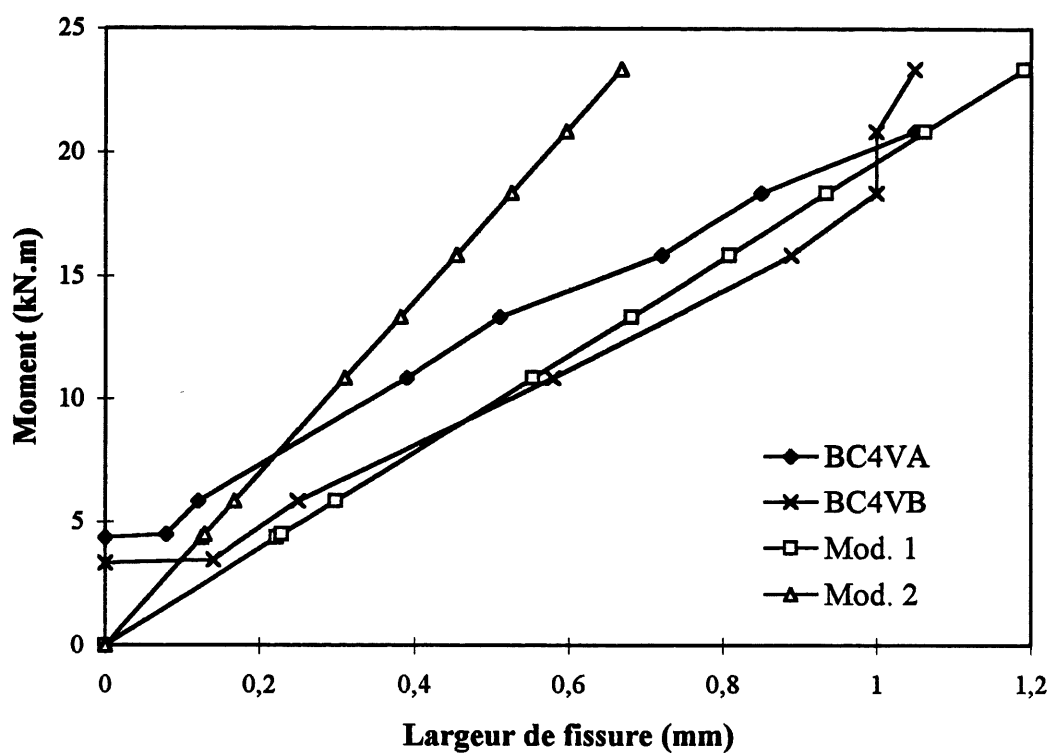


Figure 9.43 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres BC4V

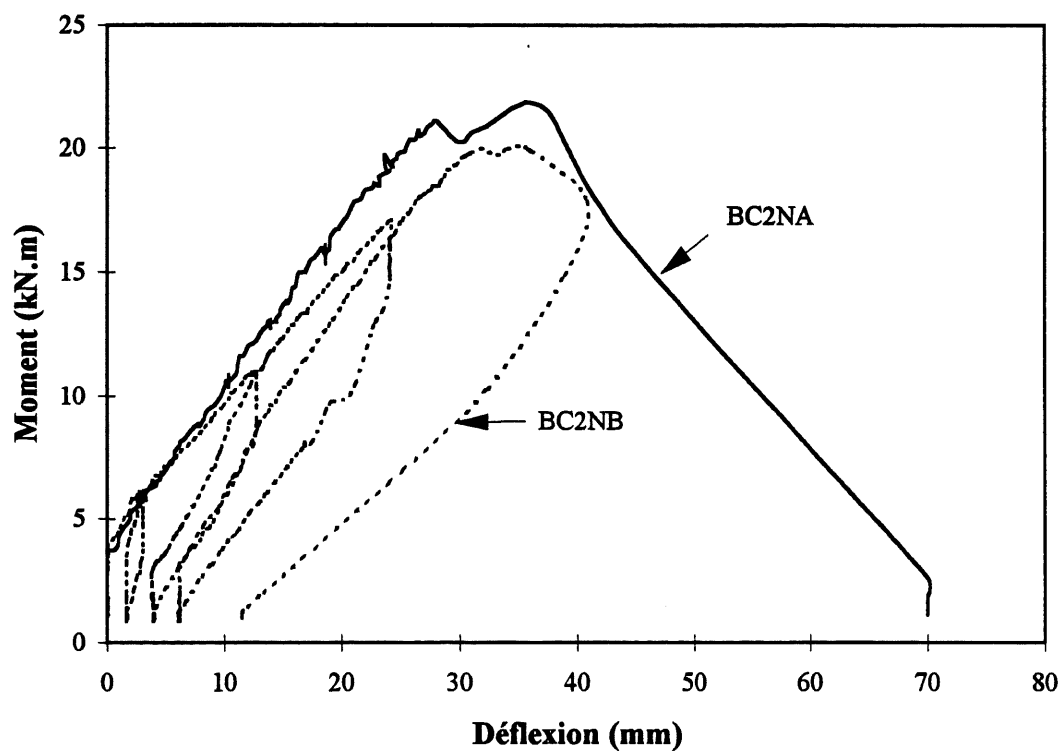


Figure 9.44 Déflexion expérimentale des poutres BC2N

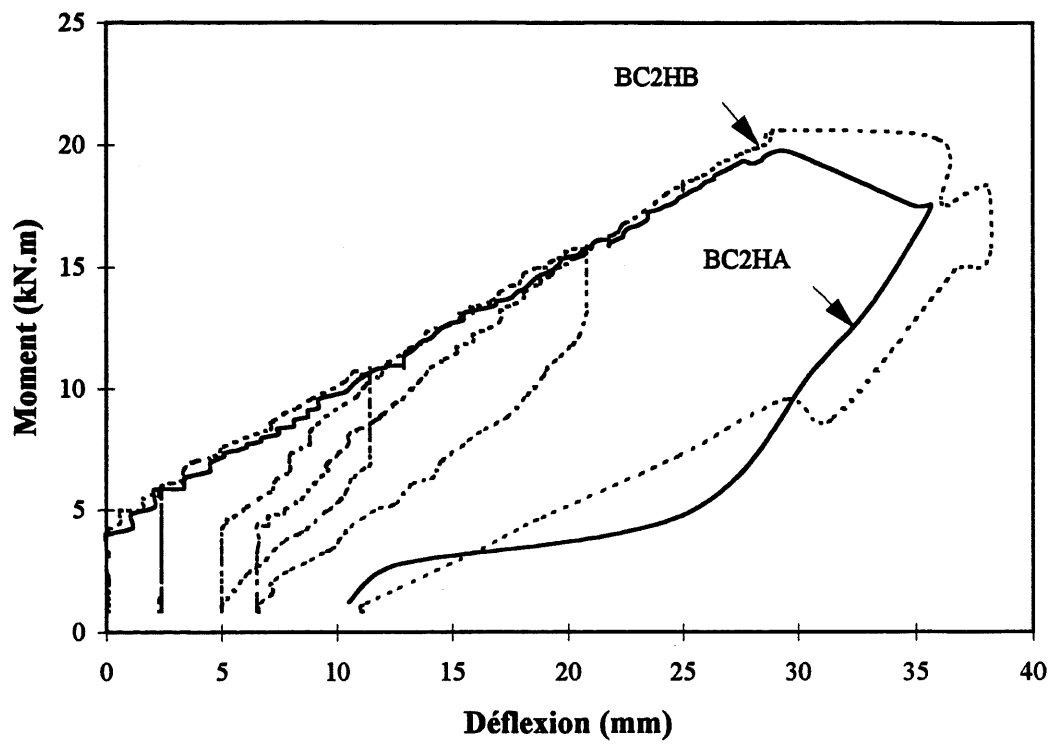


Figure 9.45 Déflexion expérimentale des poutres BC2H

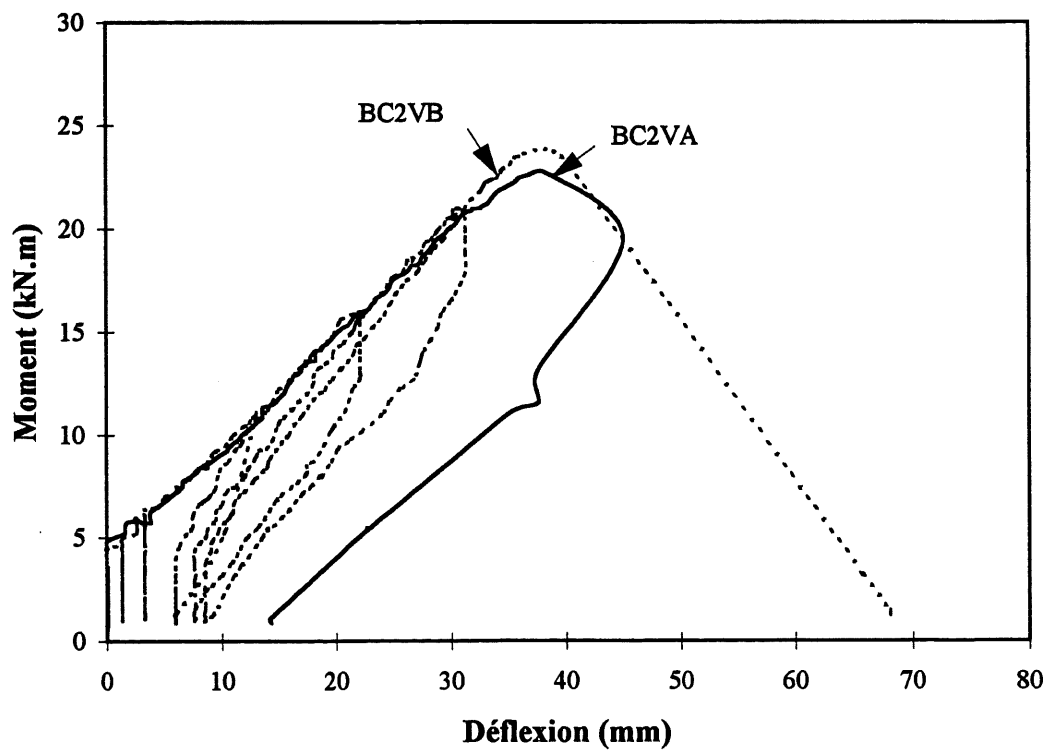


Figure 9.46 Déflexion expérimentale des poutres BC2V

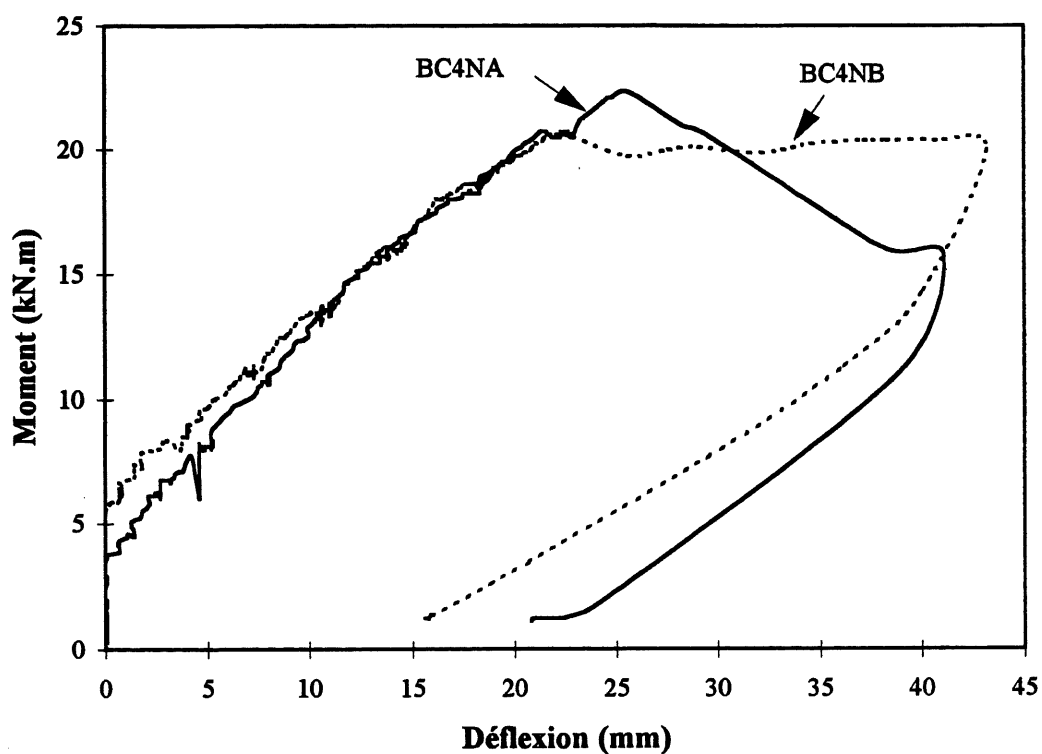


Figure 9.47 Déflexion expérimentale des poutres BC4N

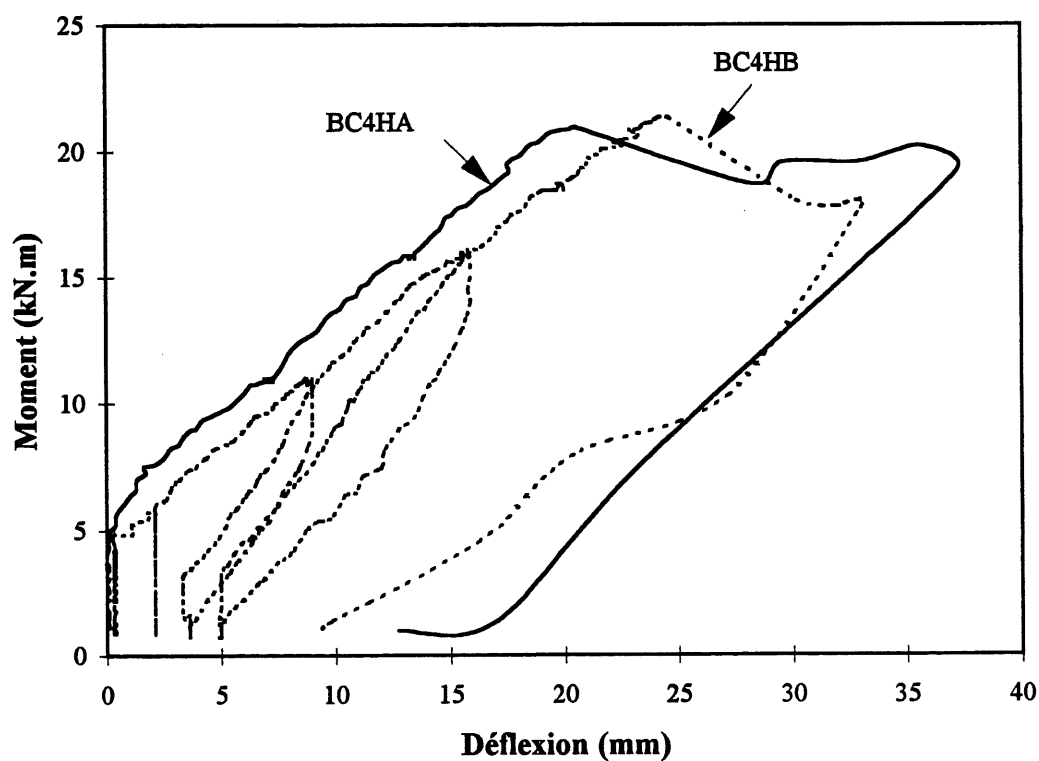


Figure 9.48 Déflexion expérimentale des poutres BC4H

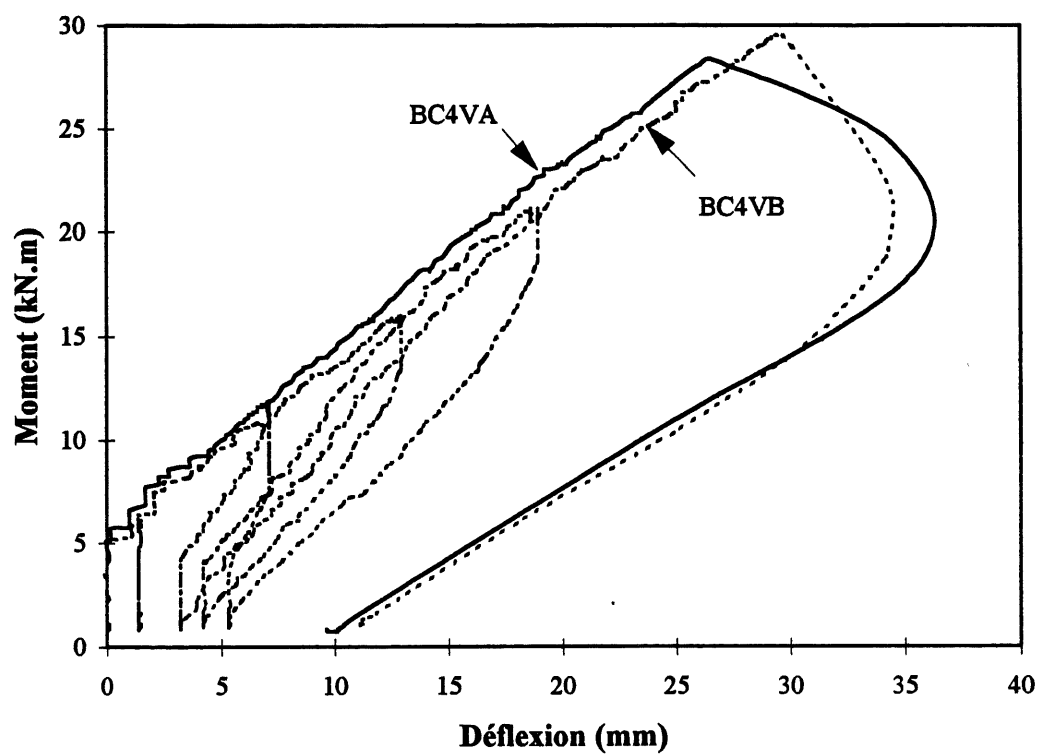


Figure 9.49 Déflexion expérimentale des poutres BC4V

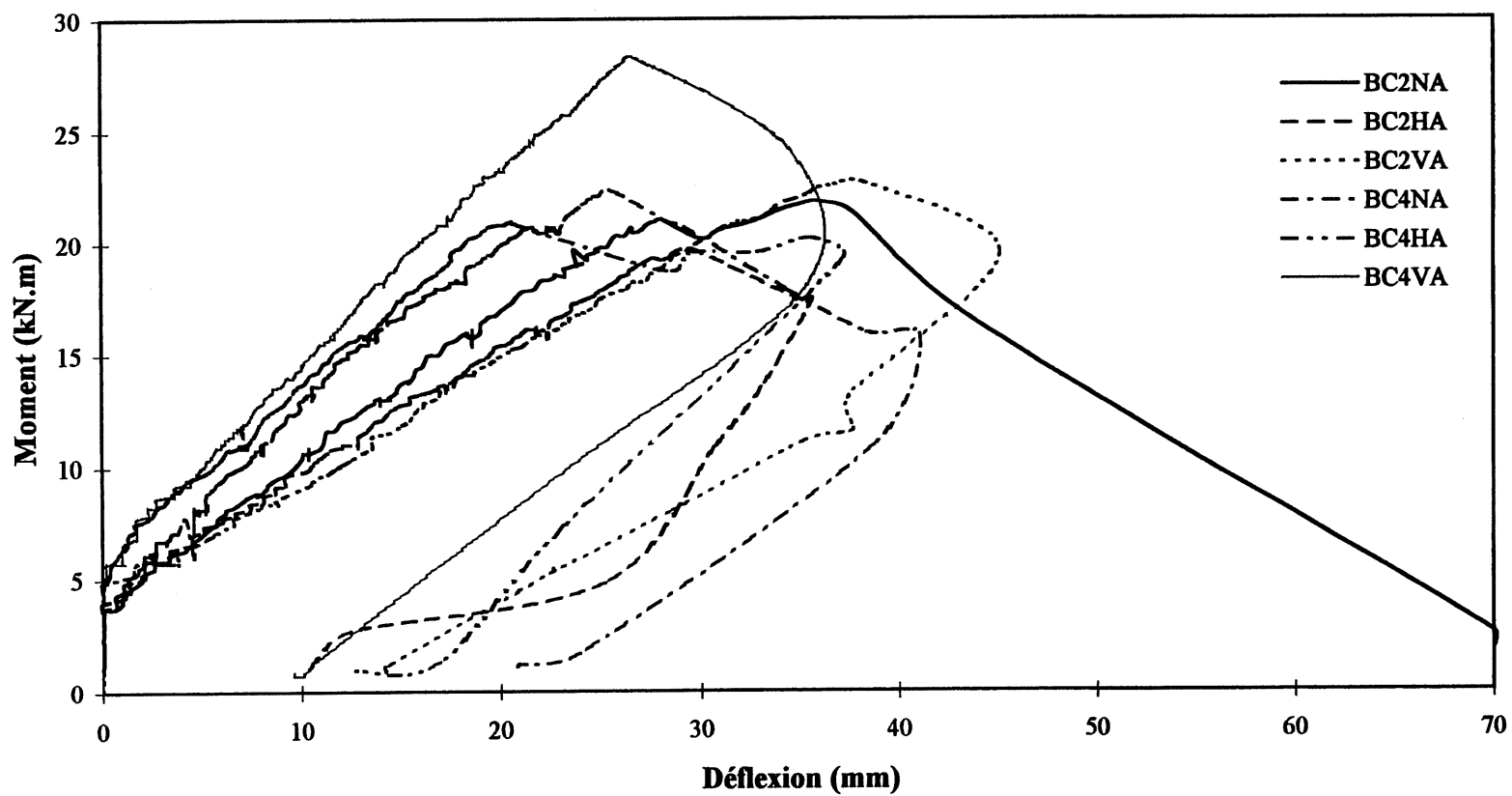


Figure 9.50 Effet de la résistance du béton et du pourcentage d'armature sur la déflexion des poutres BC

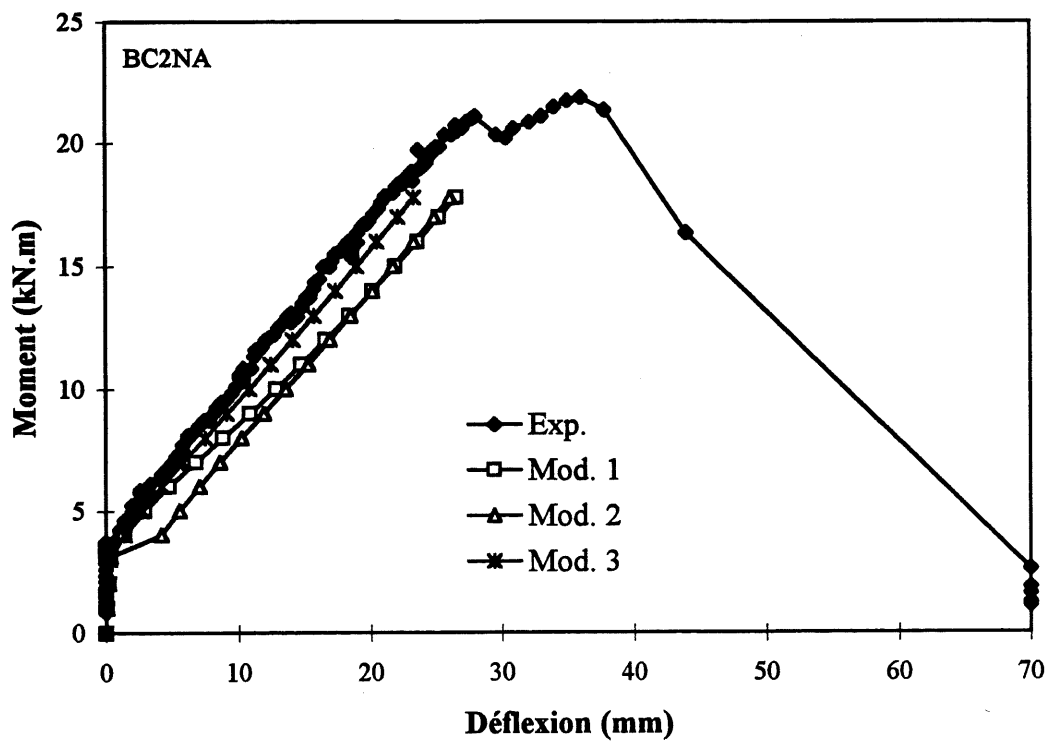


Figure 9.51 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2NA

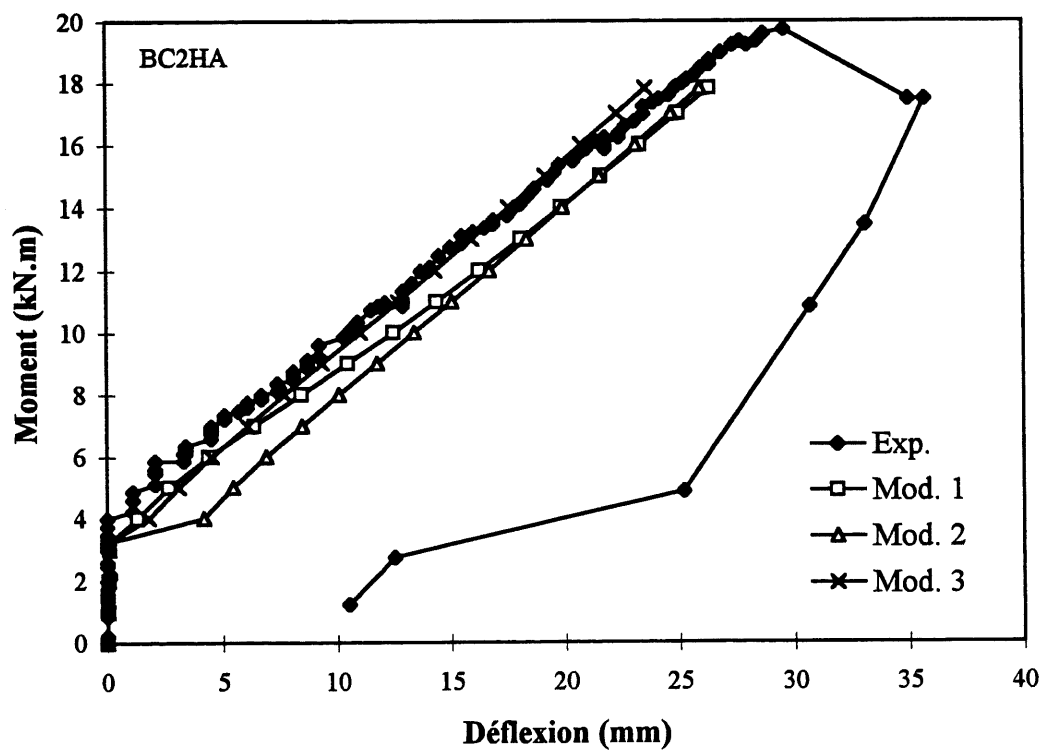


Figure 9.52 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2HA

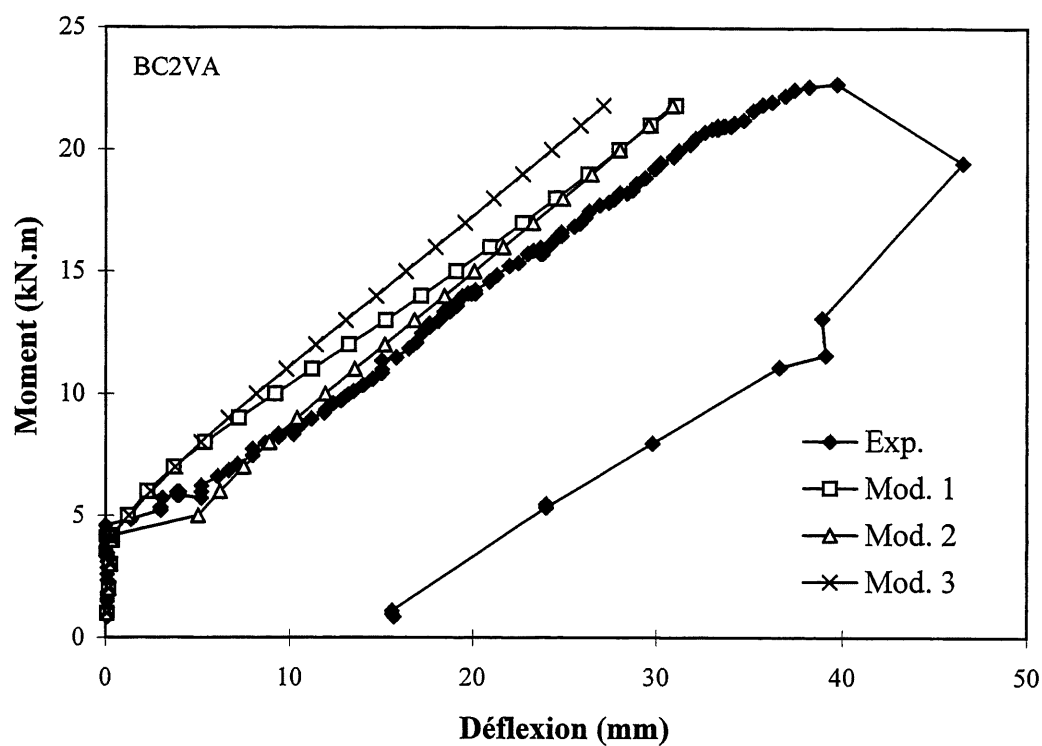


Figure 9.53 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC2VA

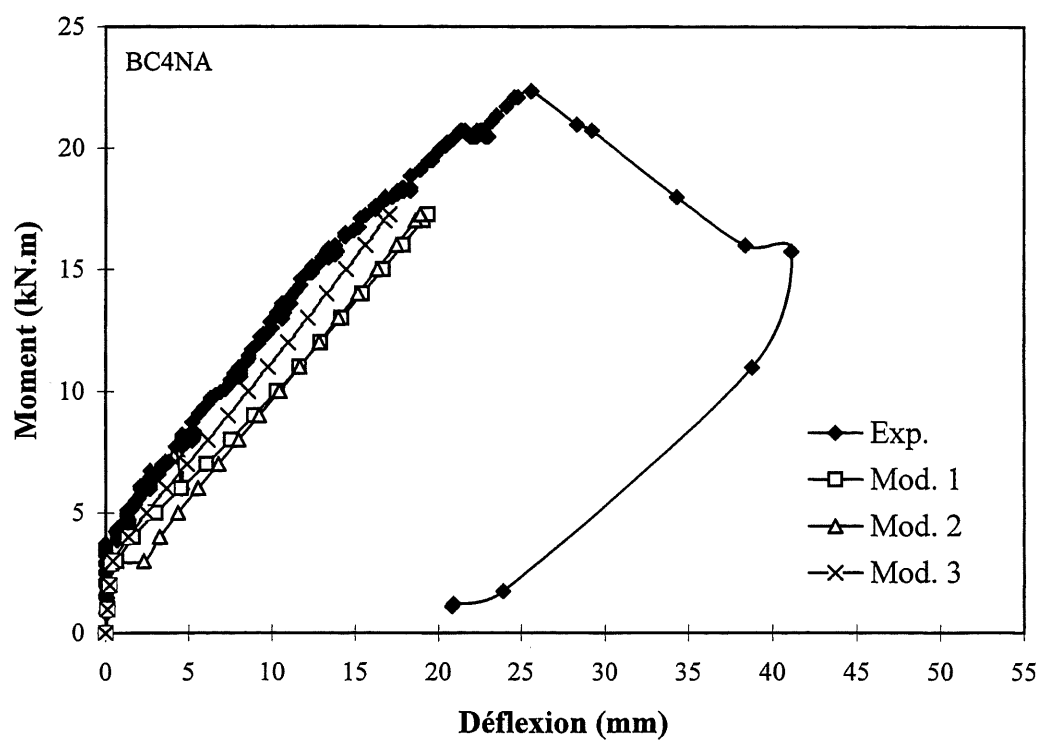


Figure 9.54 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4NA



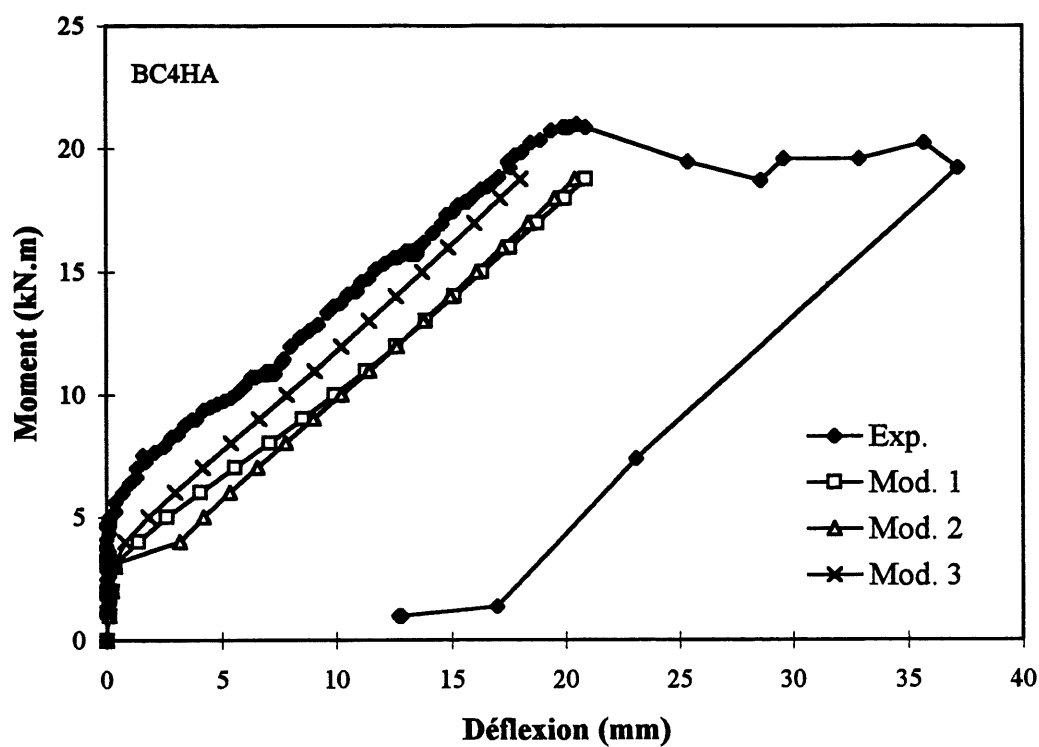


Figure 9.55 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4HA

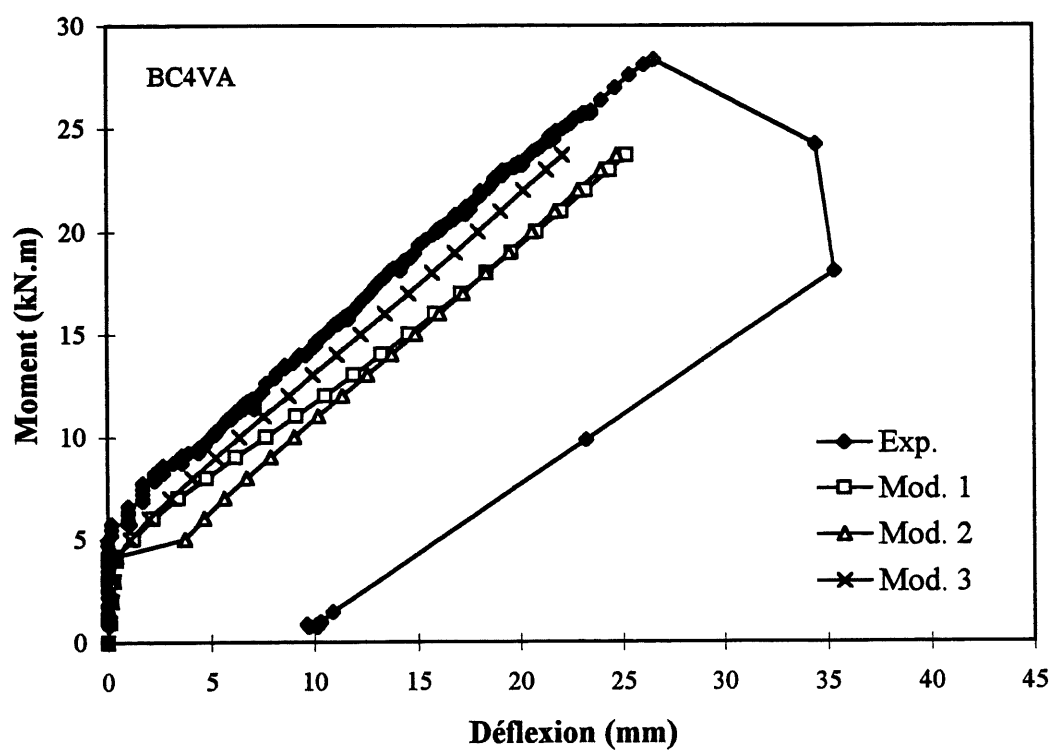


Figure 9.56 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre BC4VA

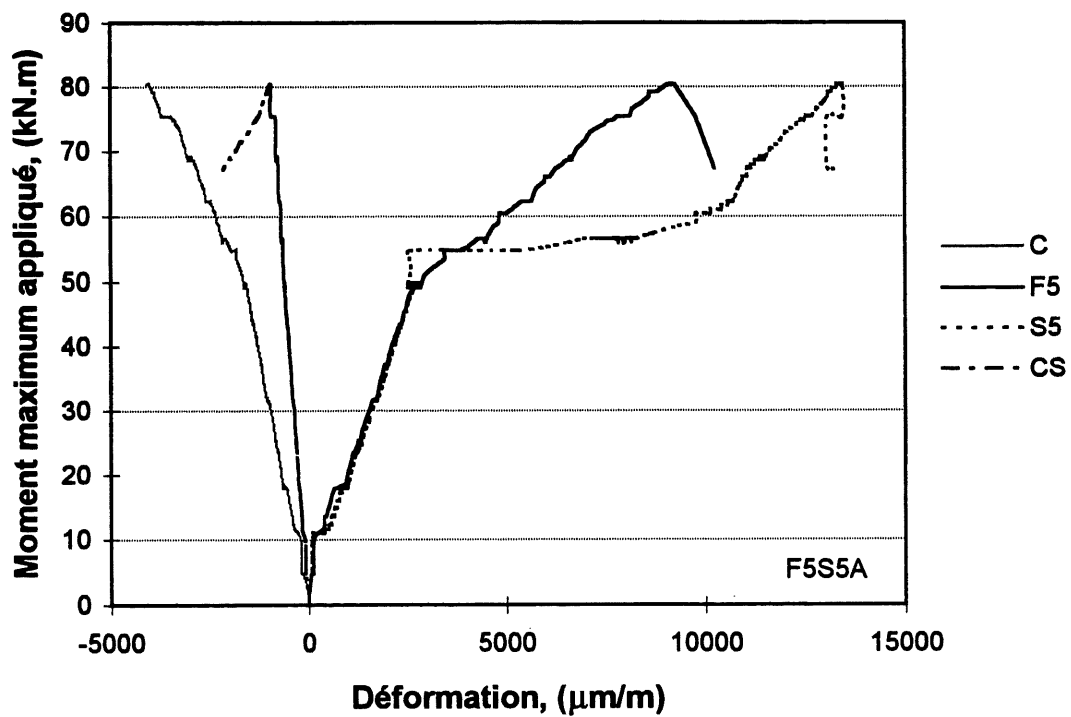


Figure 9.57 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S5A

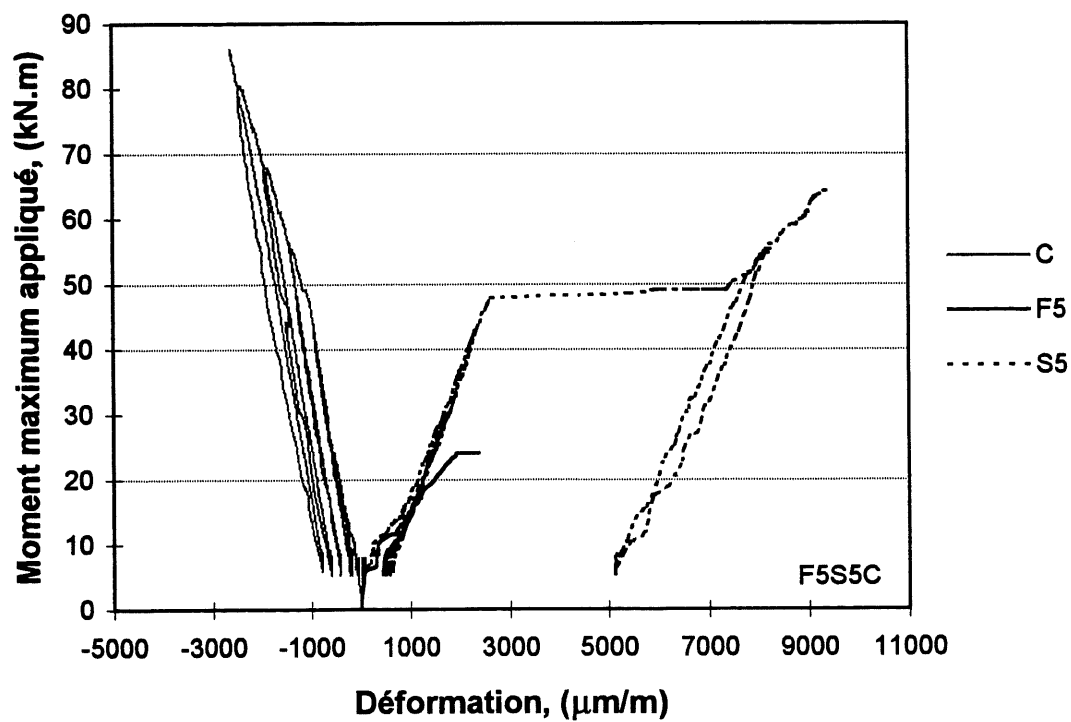


Figure 9.58 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S5C

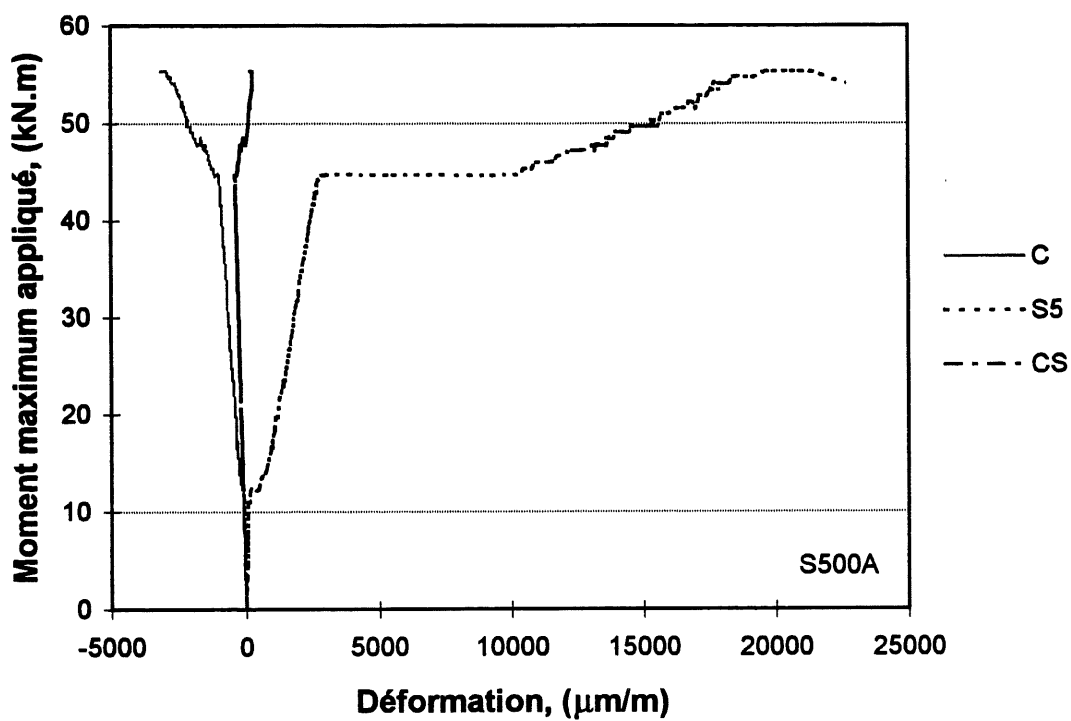


Figure 9.59 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S500A

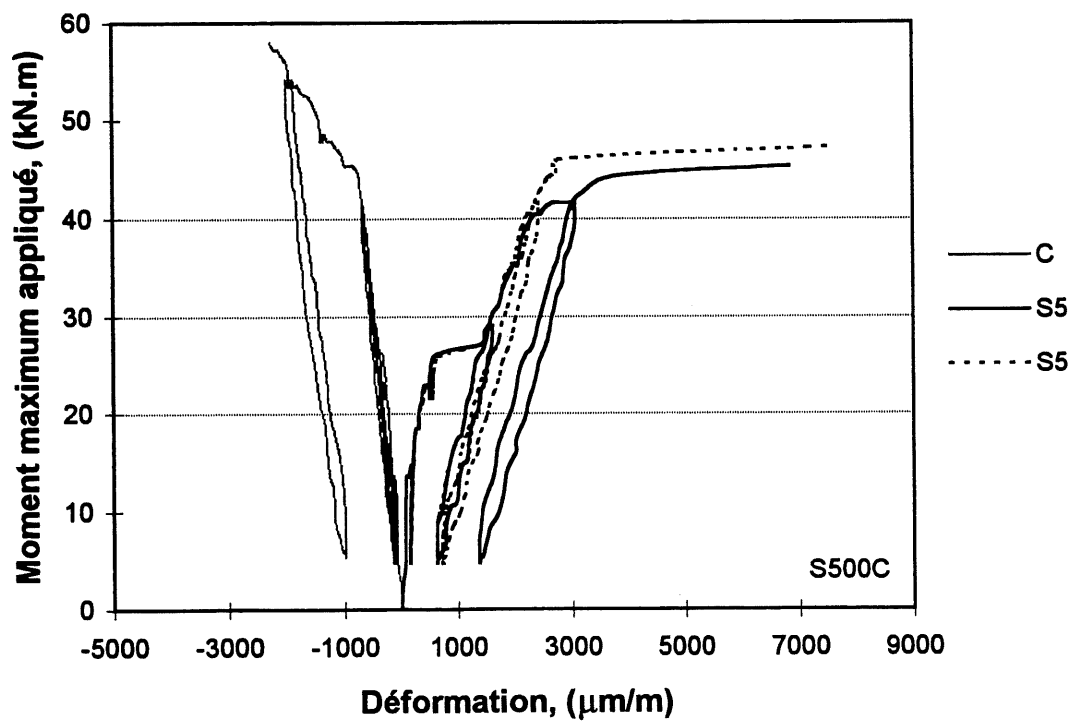


Figure 9.60 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S500C

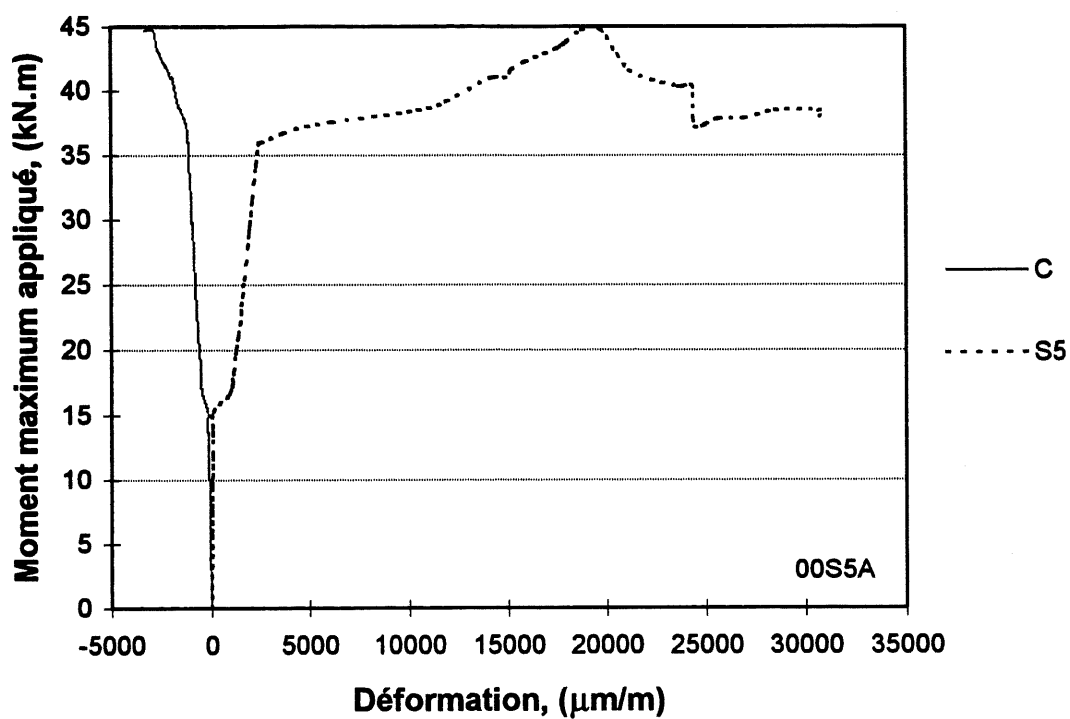


Figure 9.61 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre 00S5A

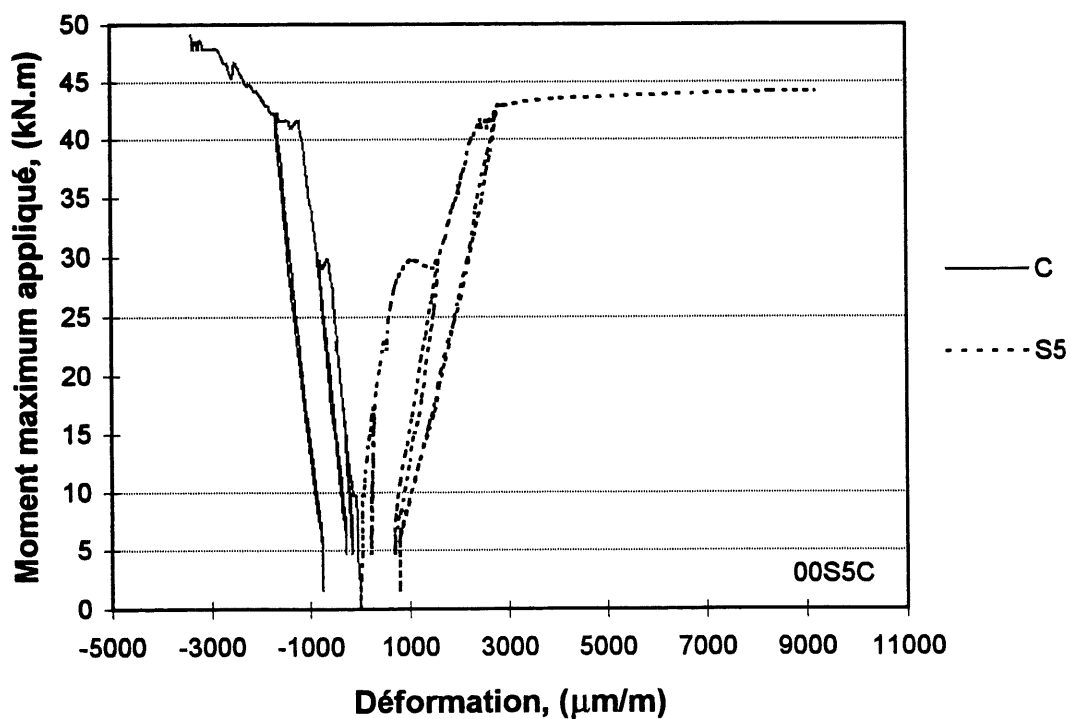


Figure 9.62 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre 00S5C

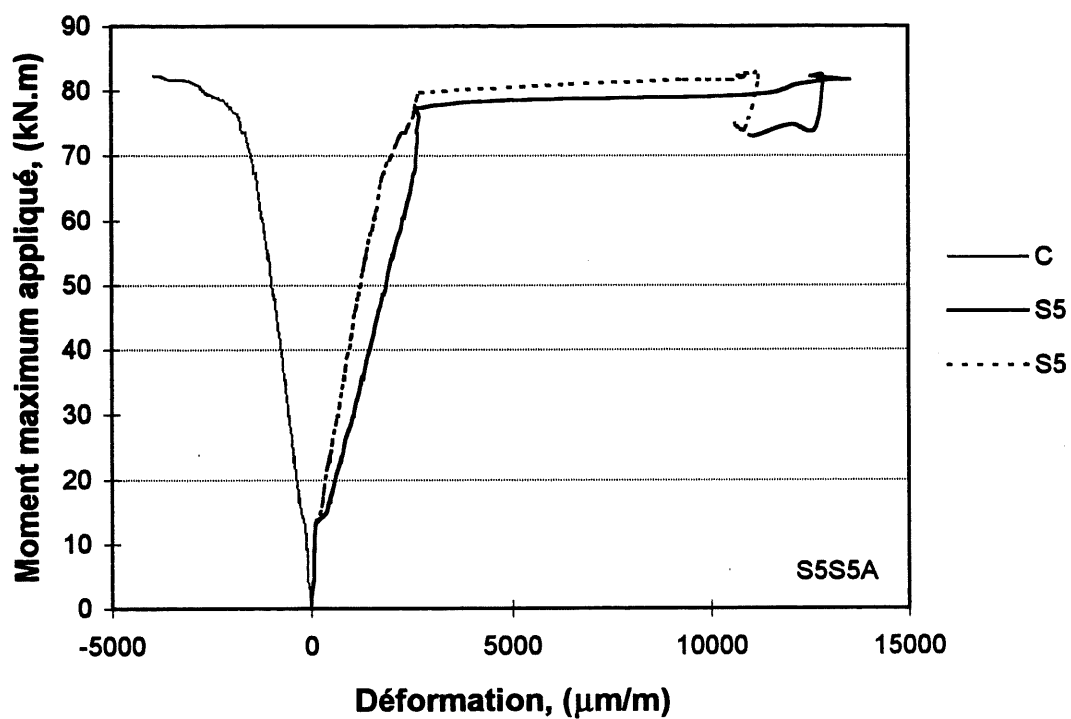


Figure 9.63 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S5S5A

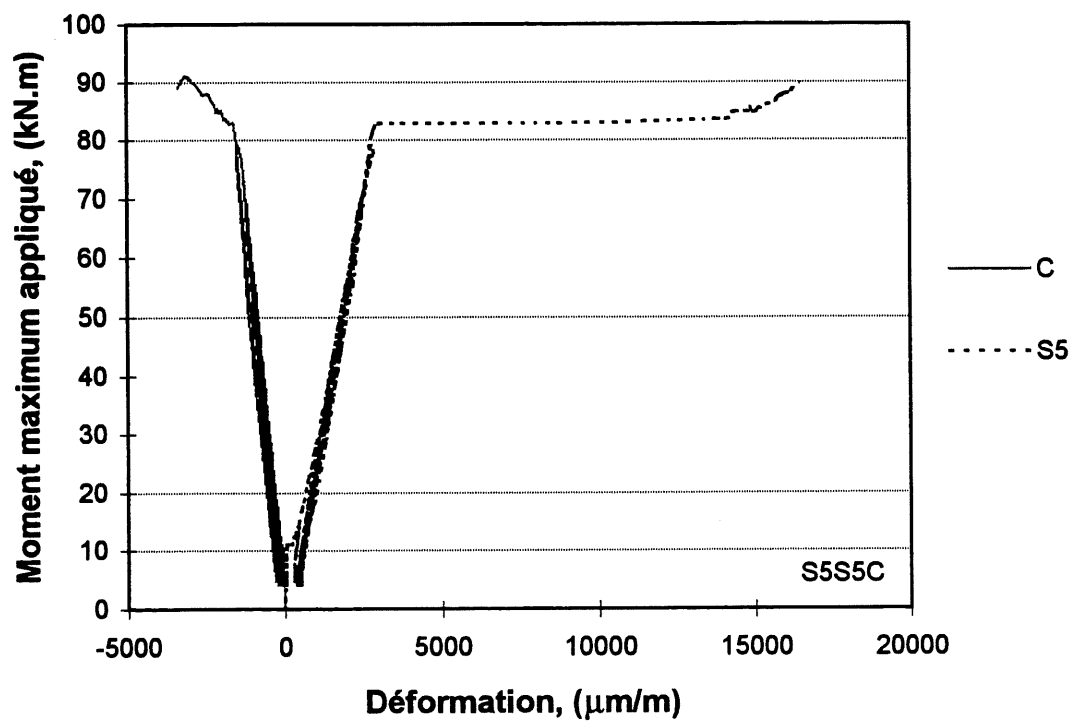


Figure 9.64 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S5S5C

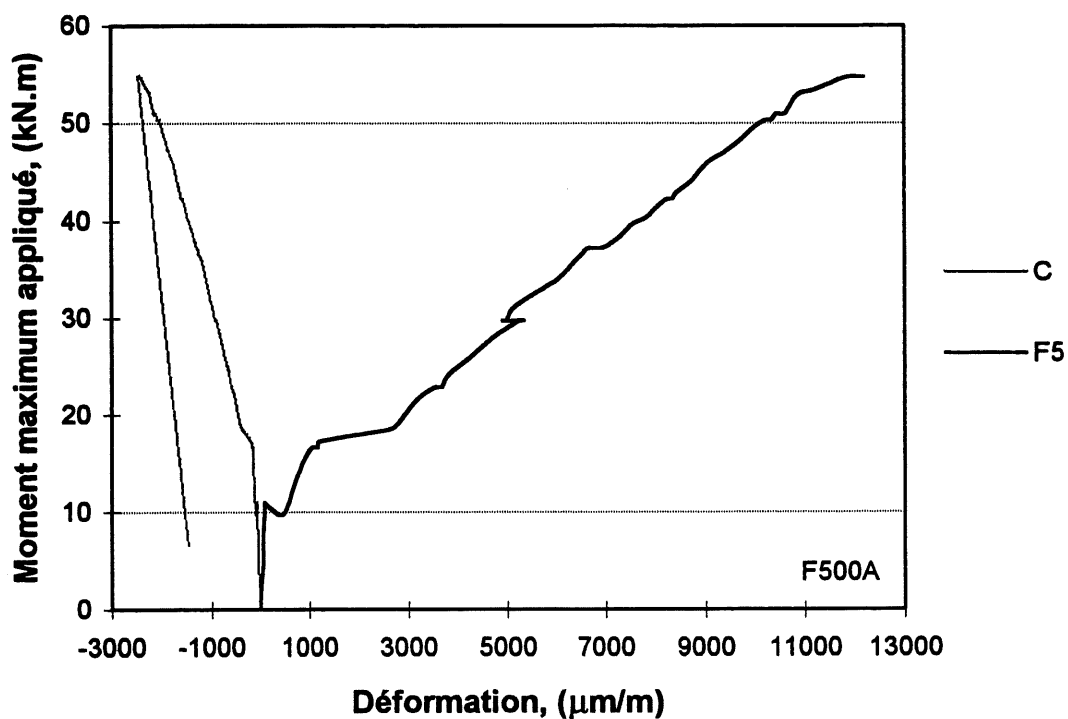


Figure 9.65 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F500A

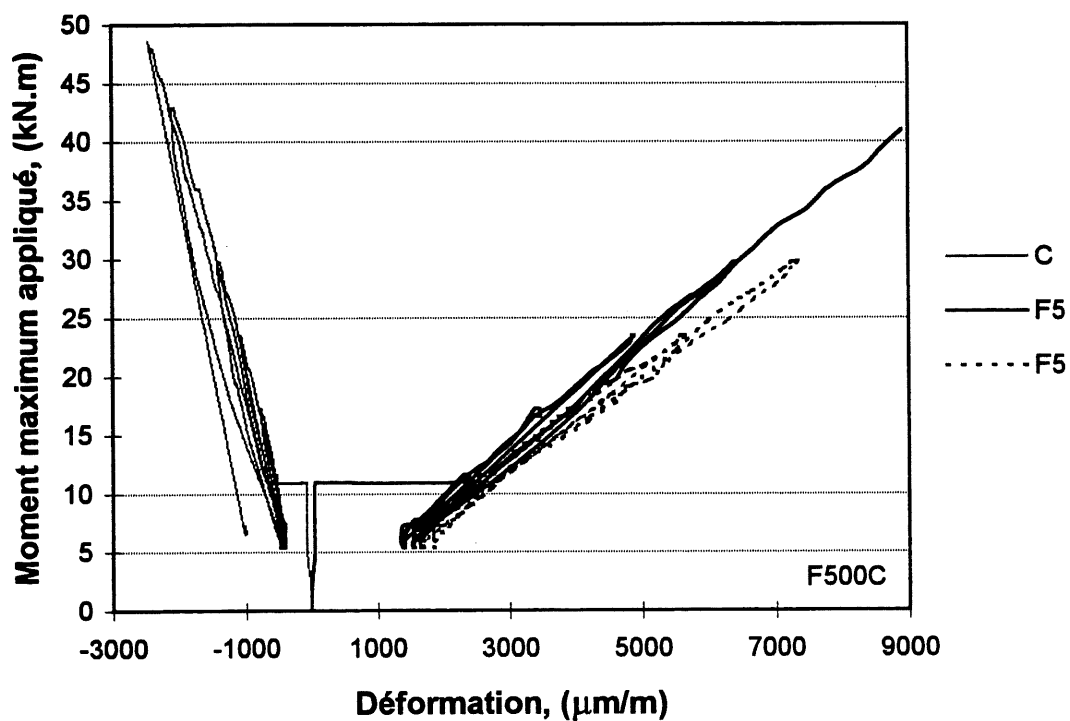


Figure 9.66 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F500C

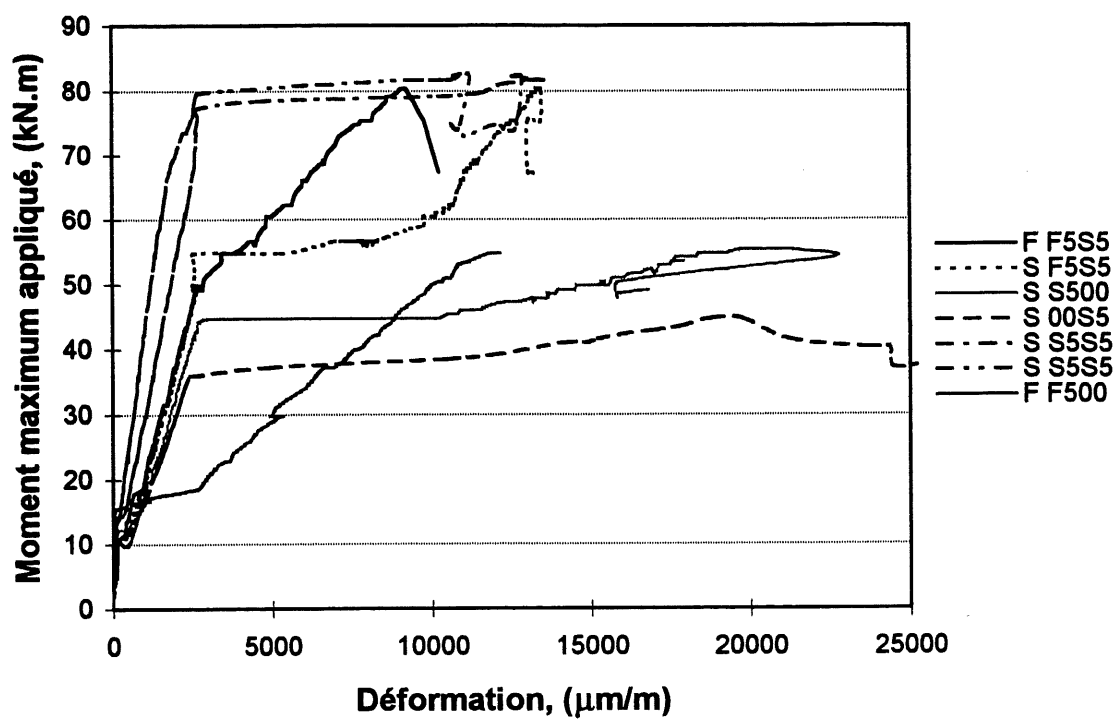


Figure 9.67 Comparaison des déformations de l'armature des poutres de la série 1

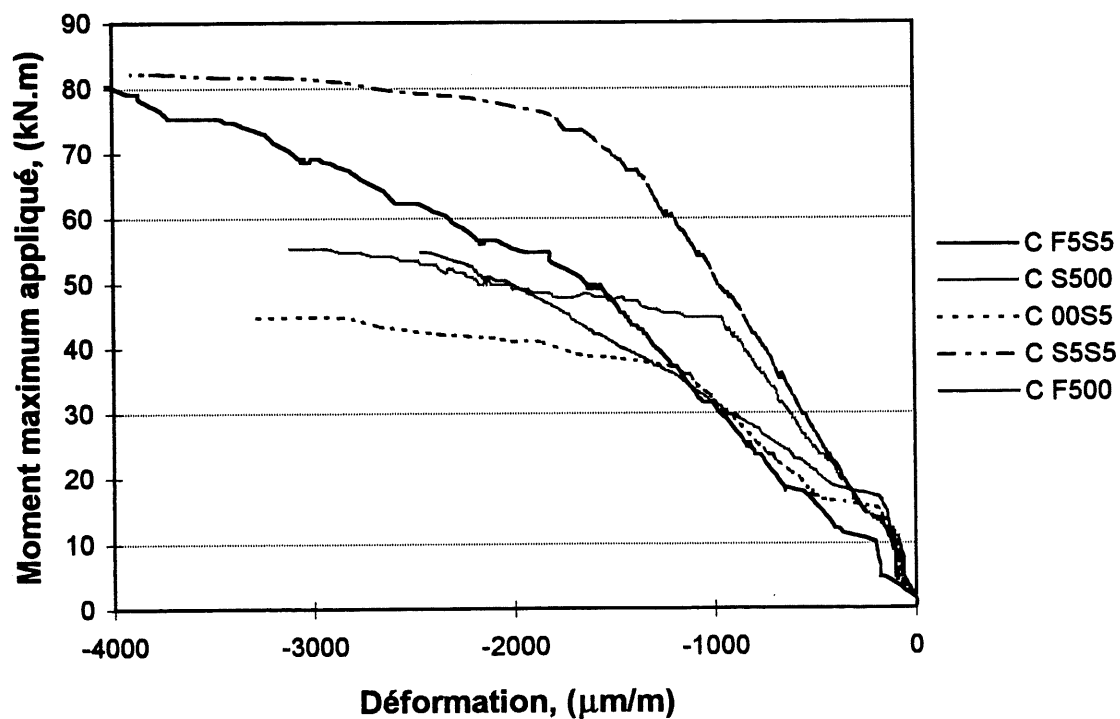


Figure 9.68 Comparaison des déformations dans le béton des poutres de la série 1

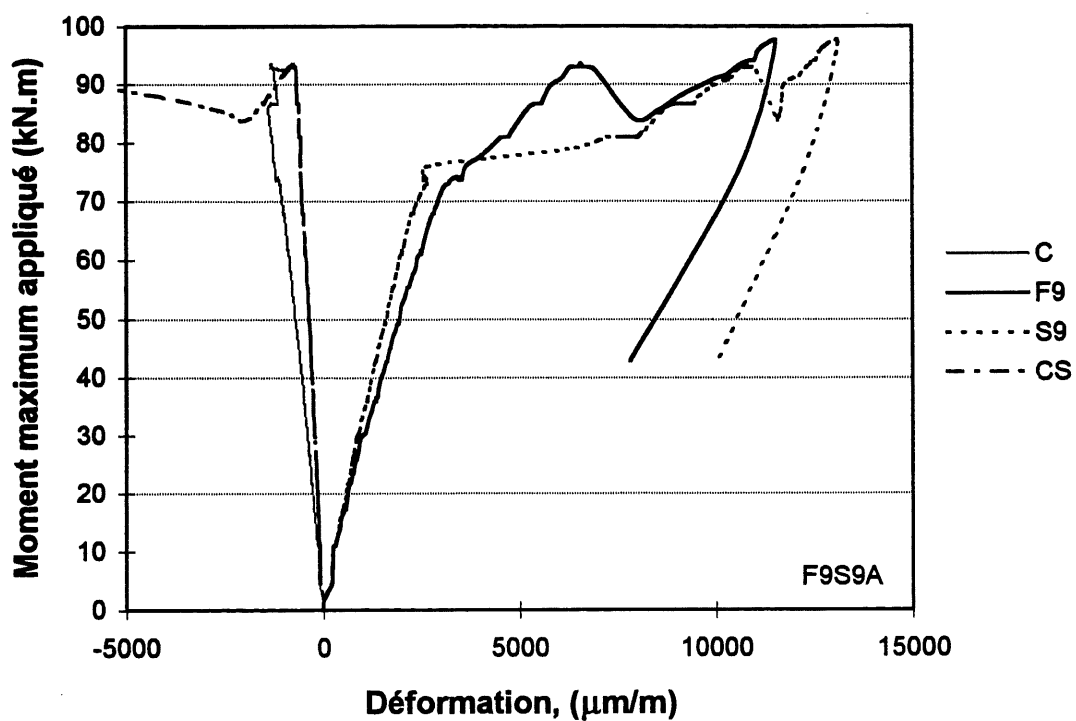


Figure 9.69 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F9S9A

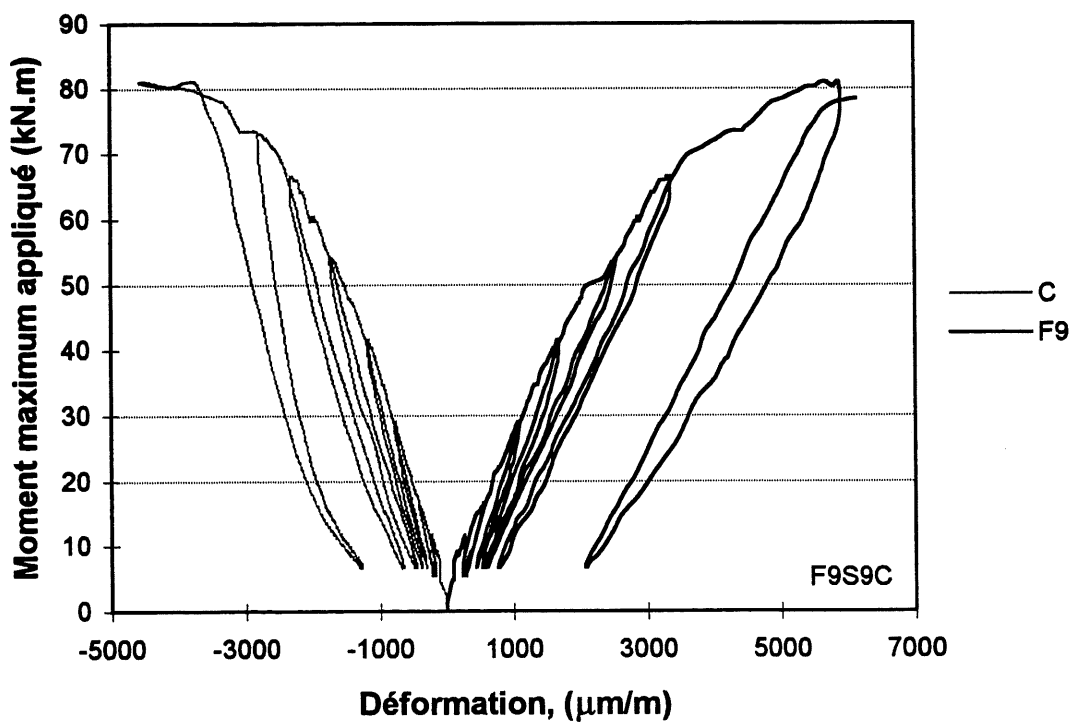


Figure 9.70 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F9S9C



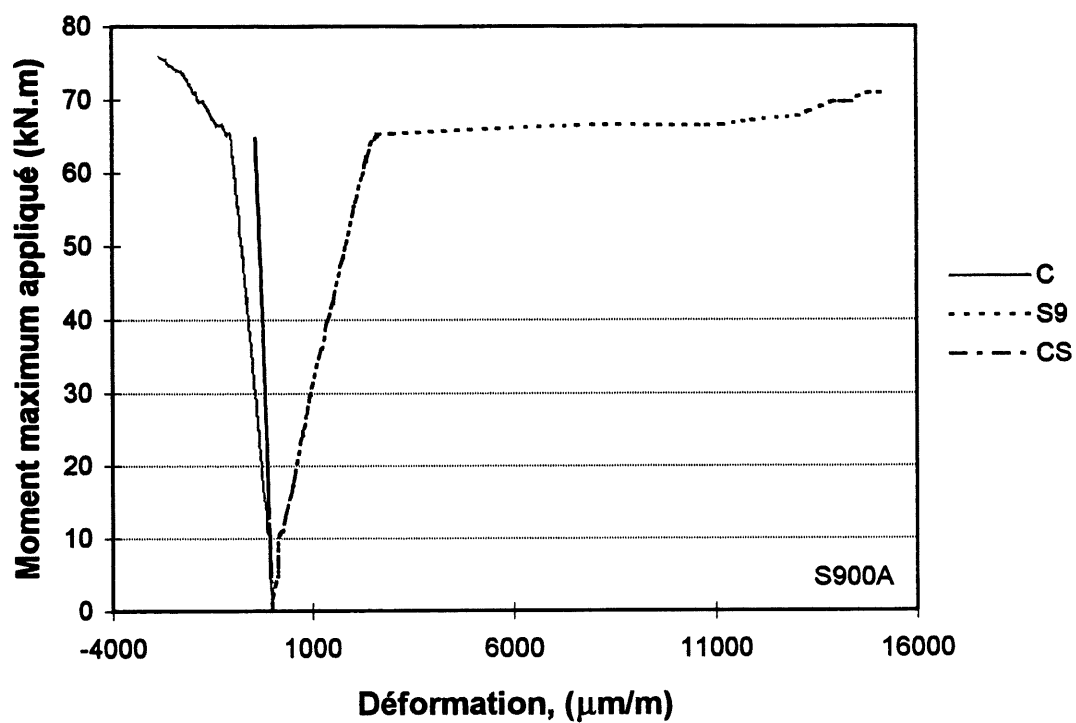


Figure 9.71 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S900A

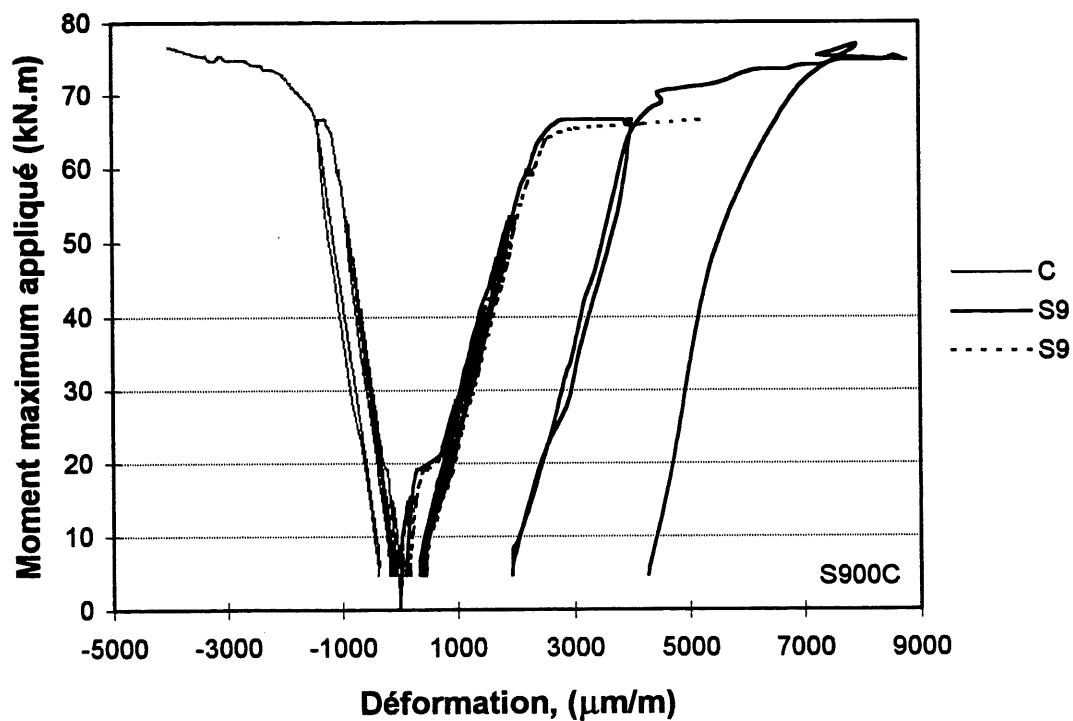


Figure 9.72 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre S900C

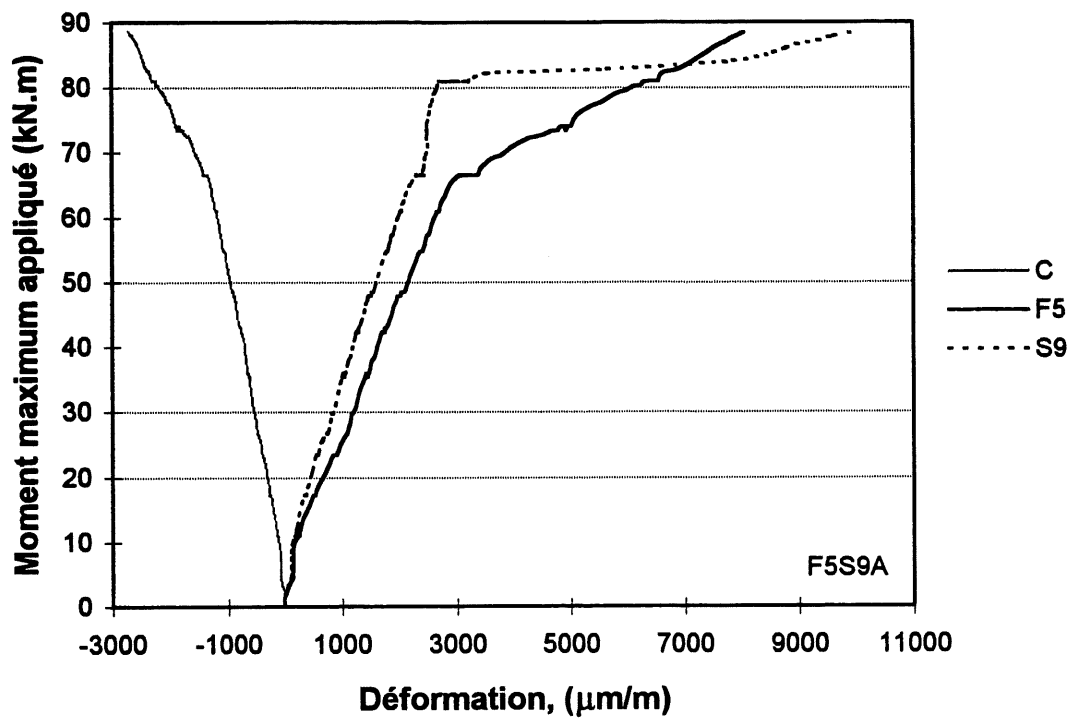


Figure 9.73 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S9A

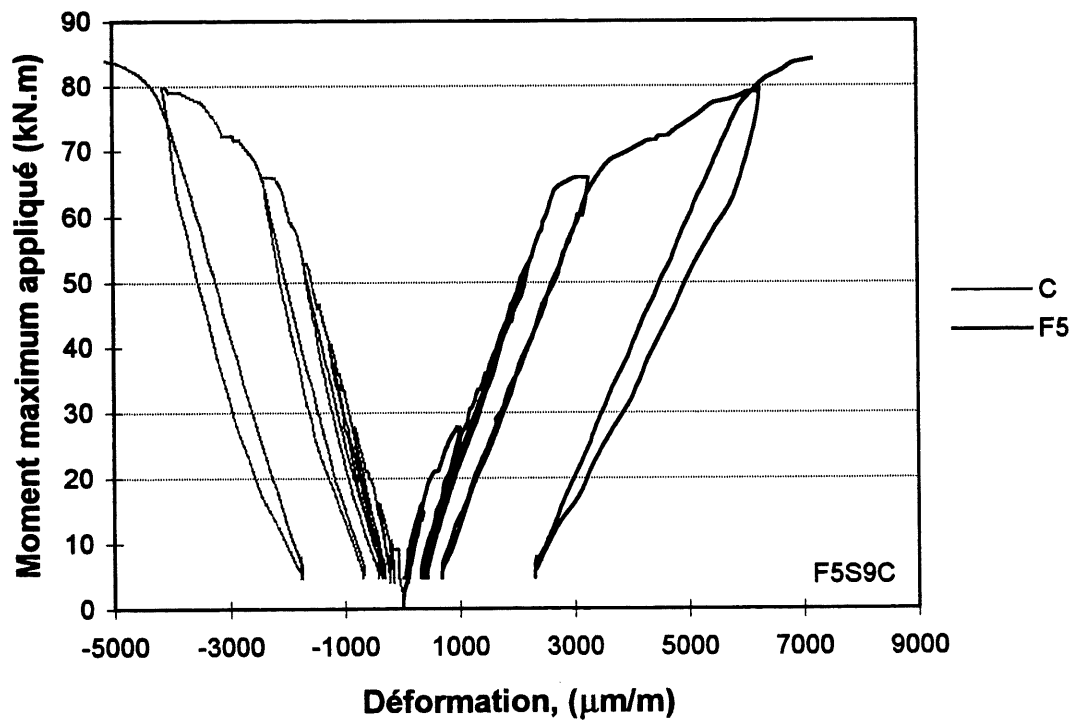


Figure 9.74 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F5S9C

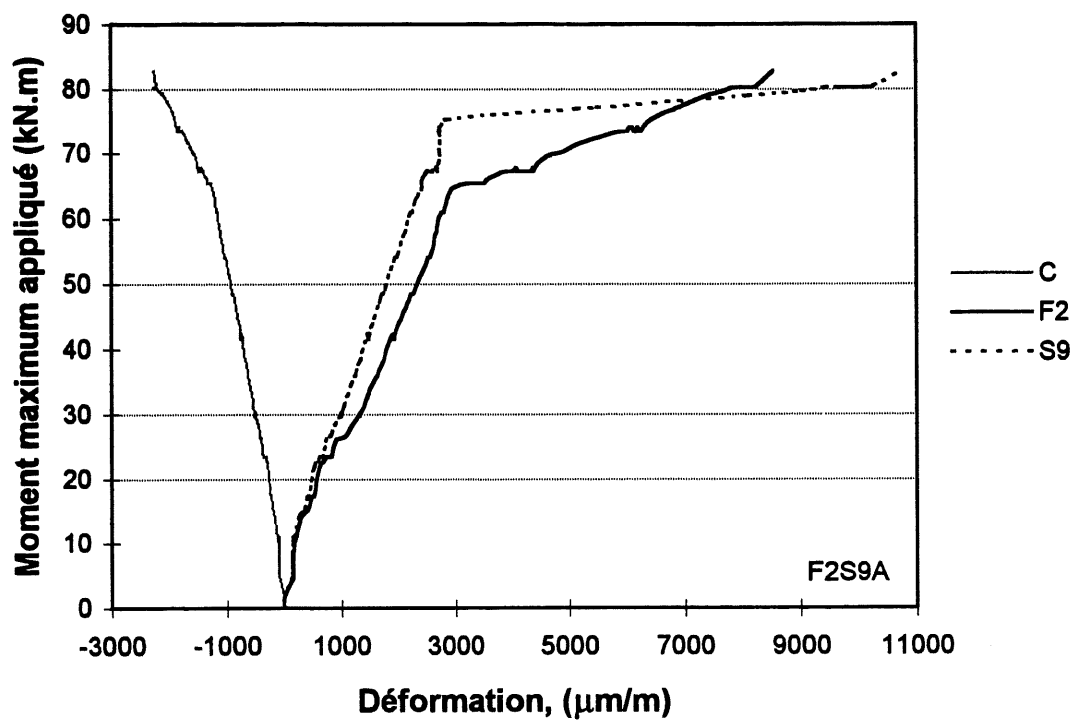


Figure 9.75 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F2S9A

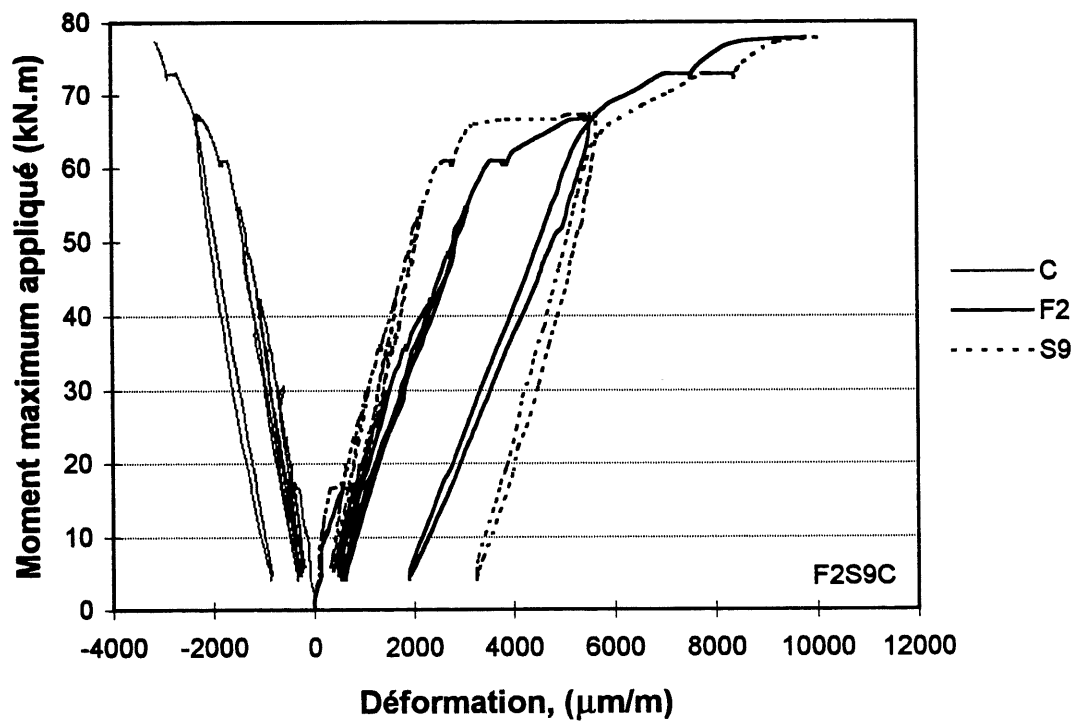


Figure 9.76 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F2S9C

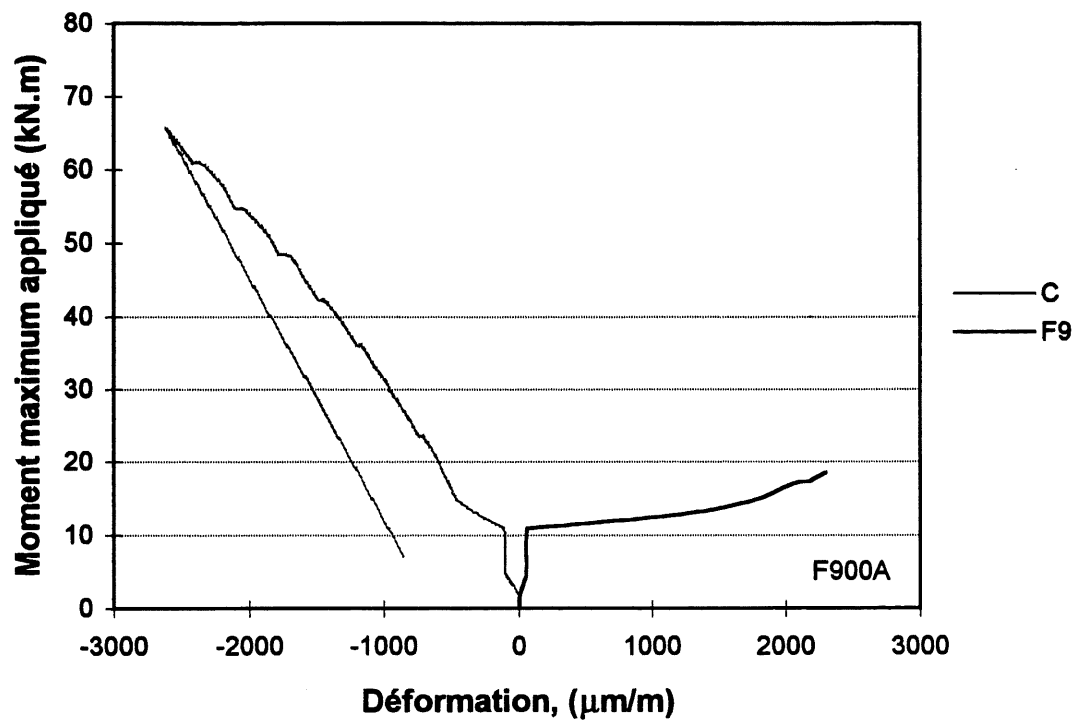


Figure 9.77 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F900A

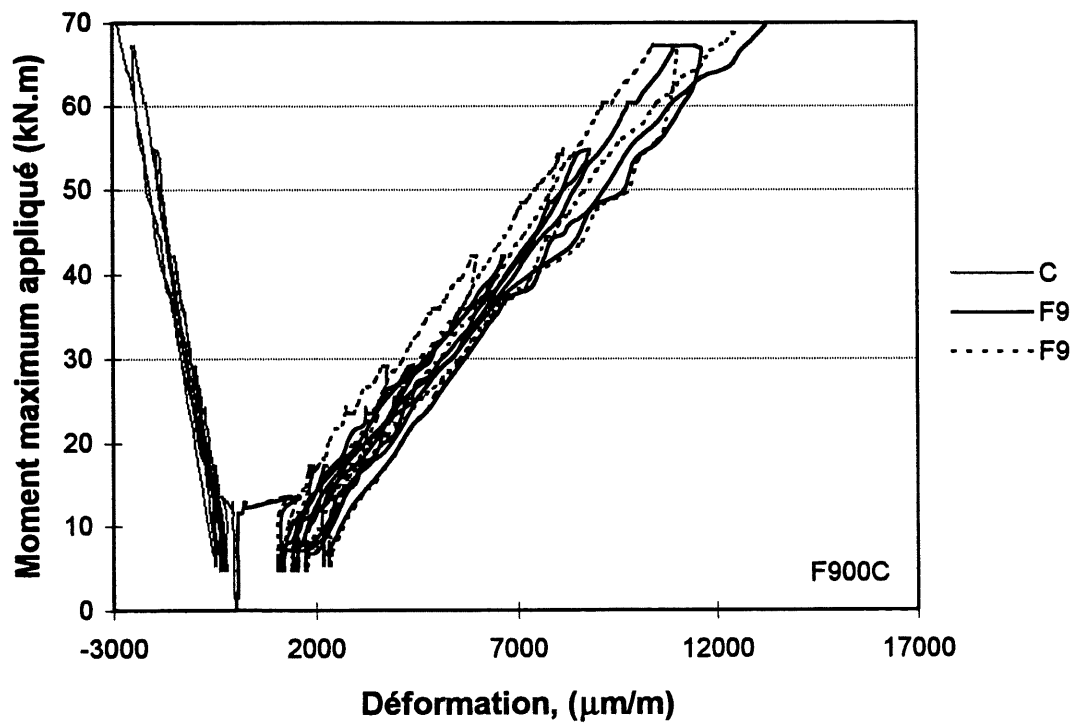


Figure 9.78 Déformations dans le béton et les armatures de la poutre F900C

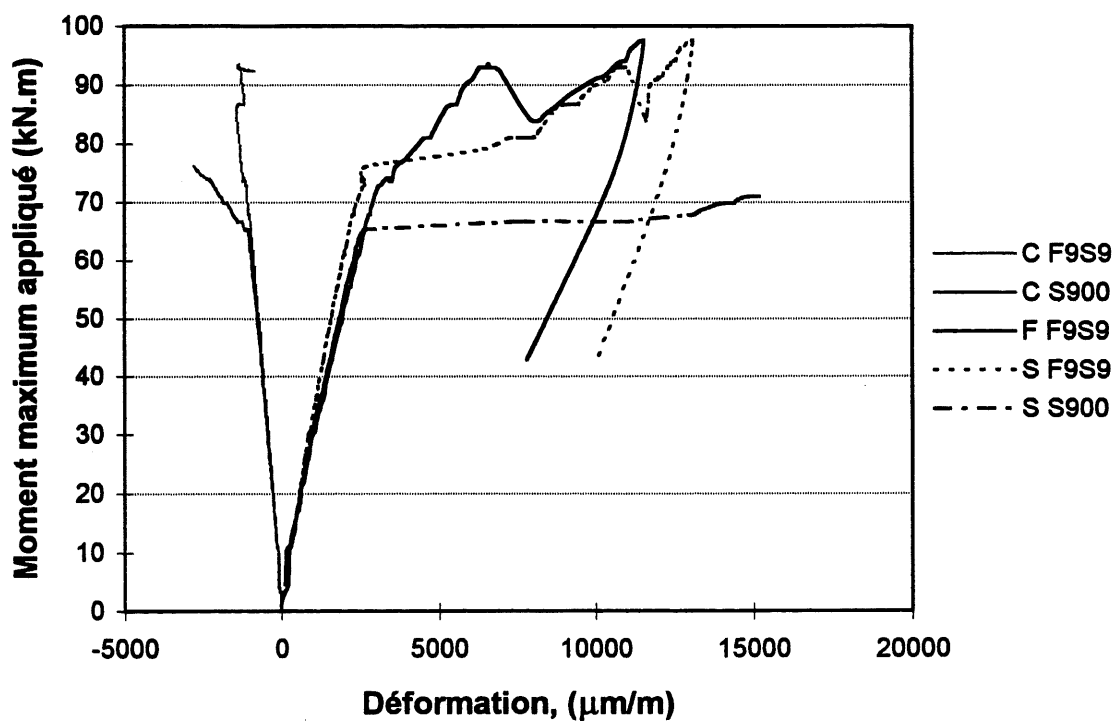


Figure 9.79 Comparaison des déformations des poutres F9S9 et S900

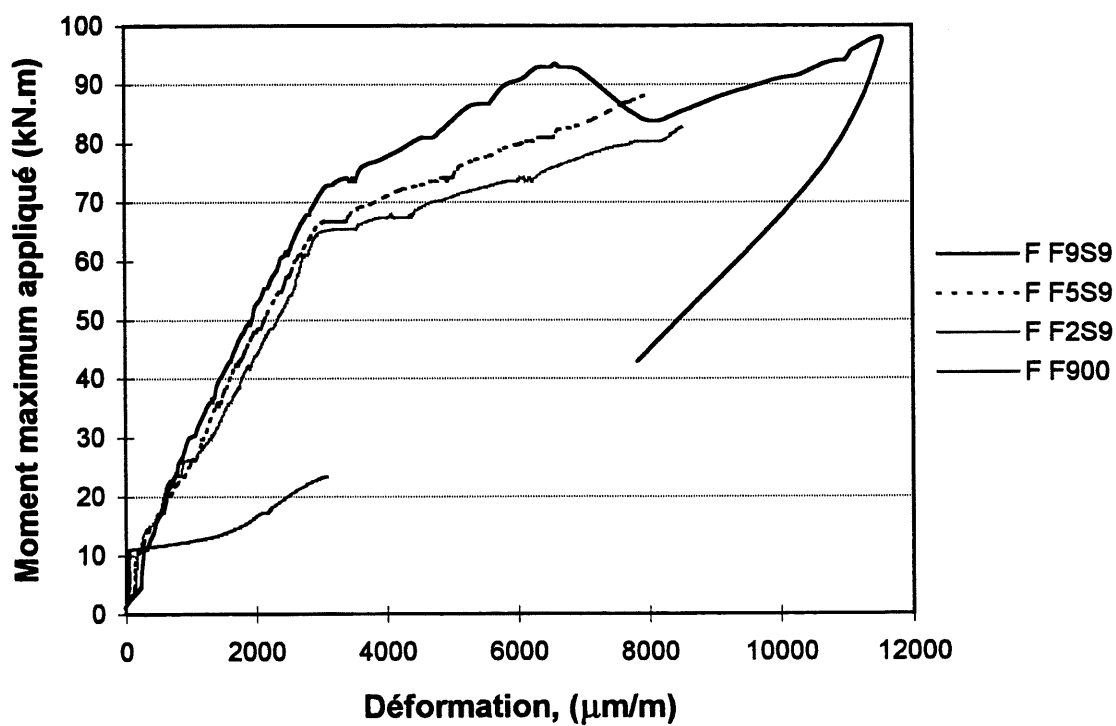


Figure 9.80 Comparaison des déformations dans l'armature composite des poutres de la série 2

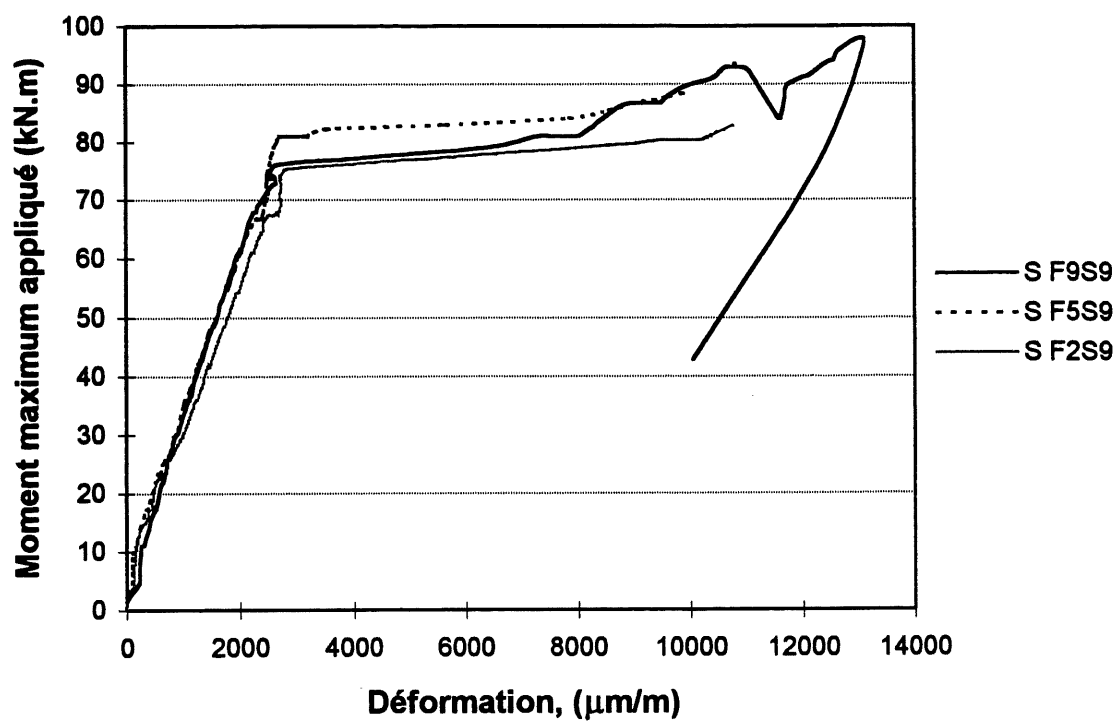


Figure 9.81 Comparaison des déformations dans l'armature d'acier des poutres de la série 2

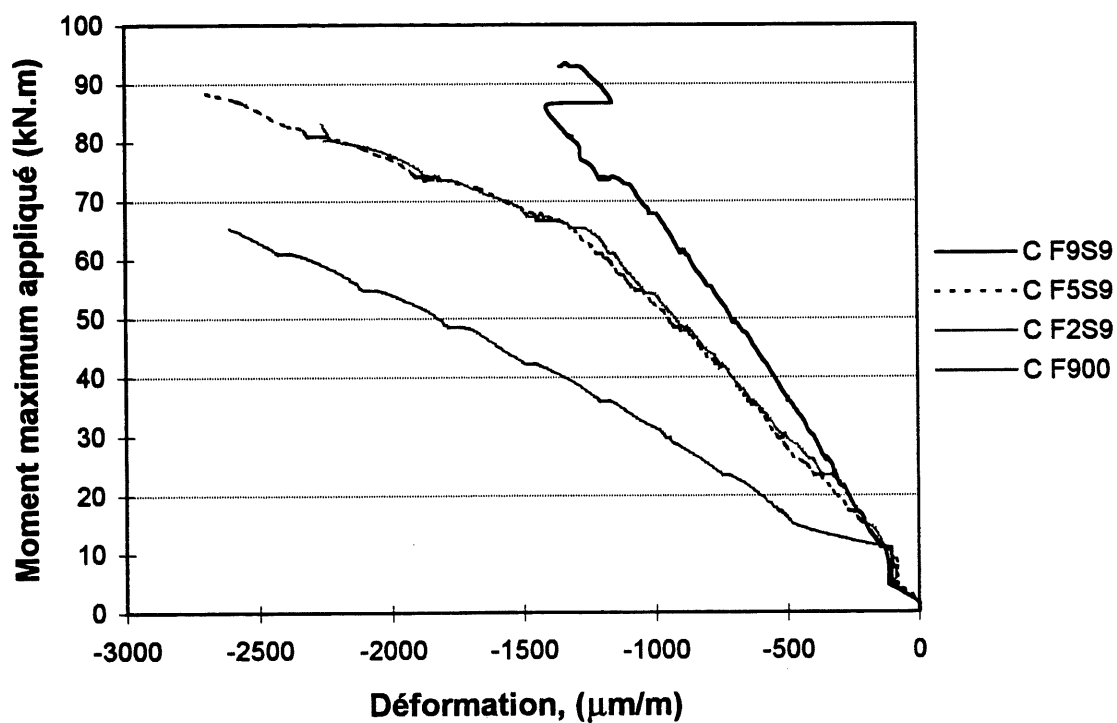


Figure 9.82 Comparaison des déformations dans le béton des poutres de la série 2

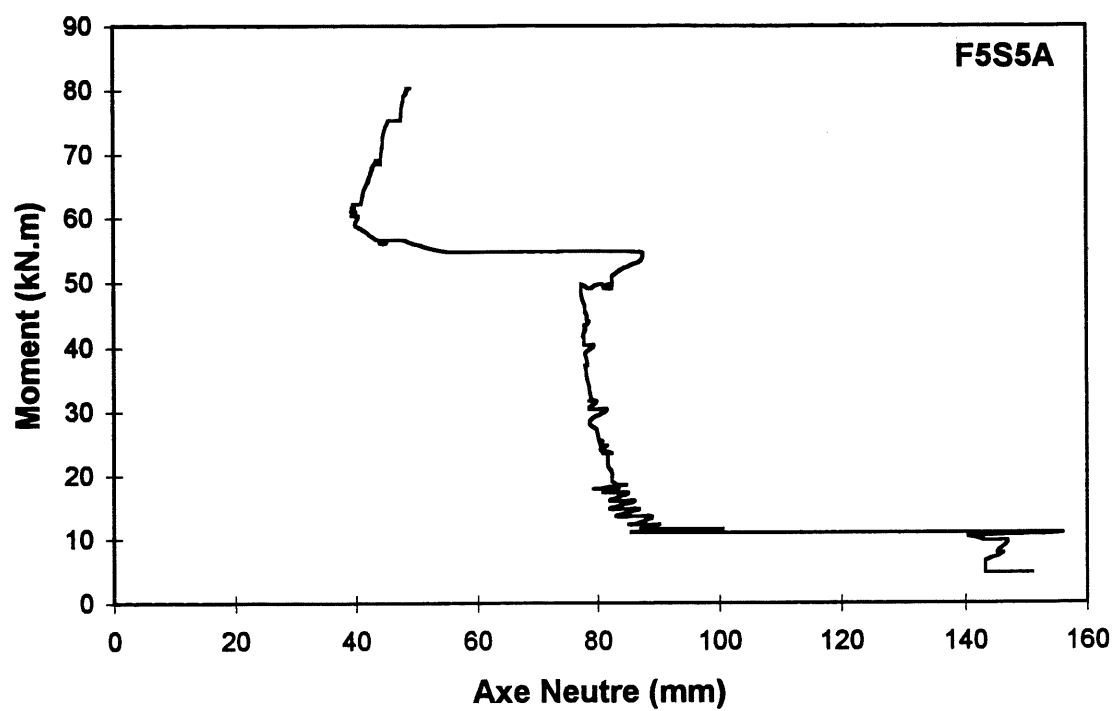


Figure 9.83 Axe neutre expérimental de la poutre F5S5A

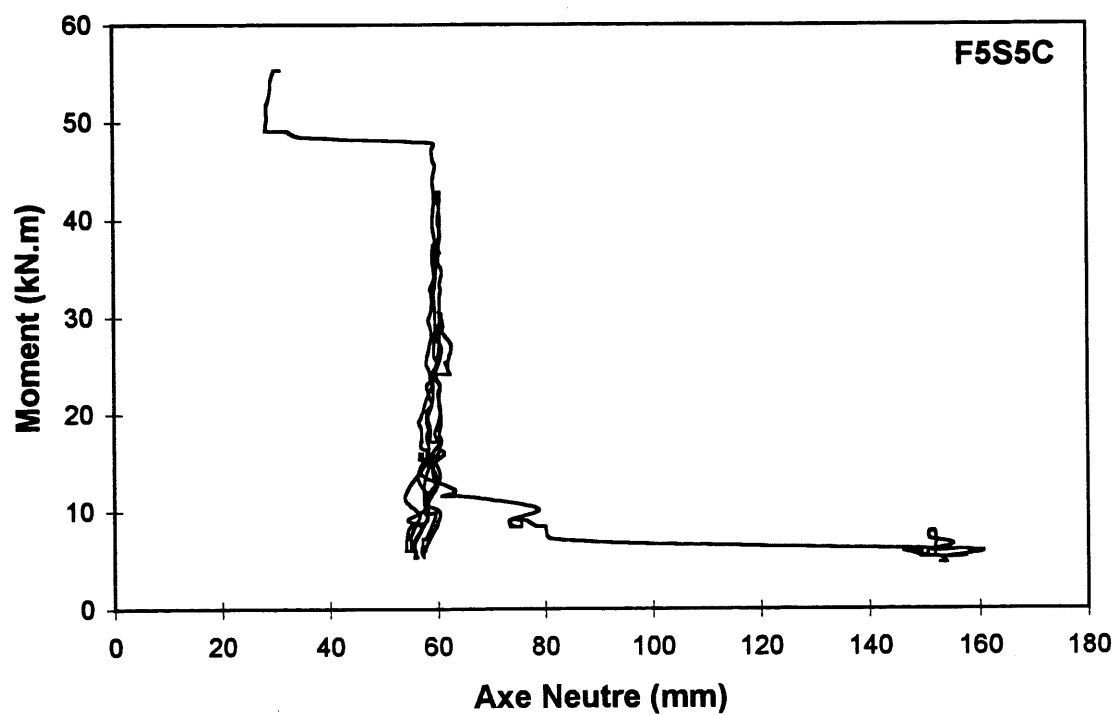


Figure 9.84 Axe neutre expérimental de la poutre F5S5C

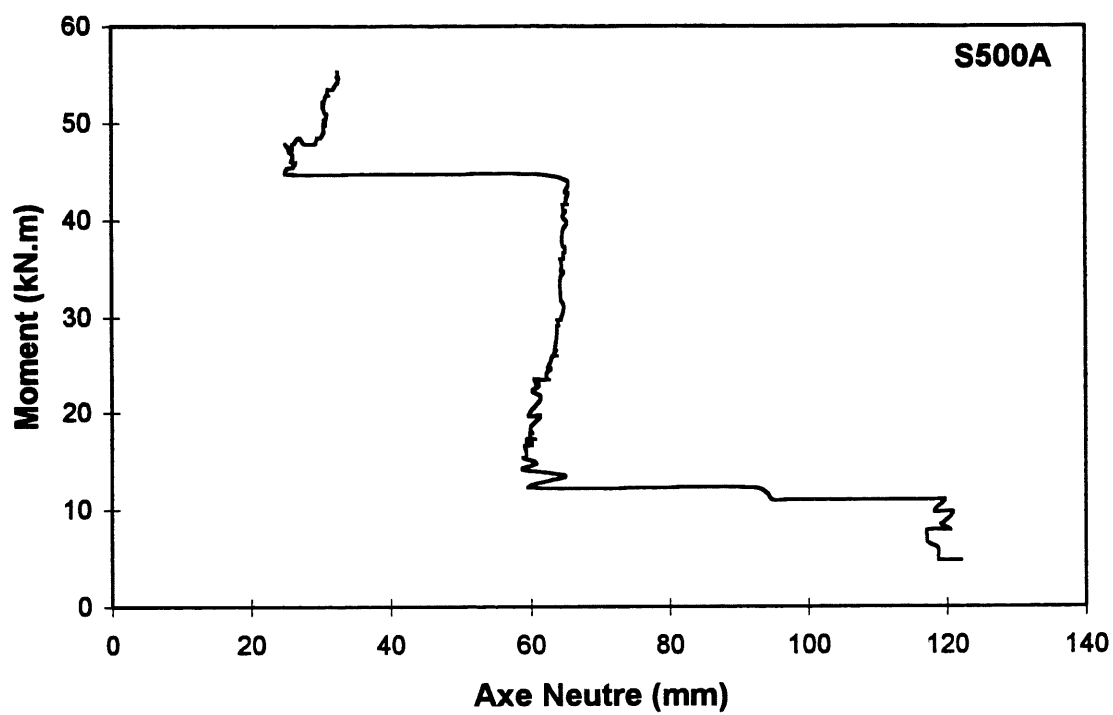


Figure 9.85 Axe neutre expérimental de la poutre S500A

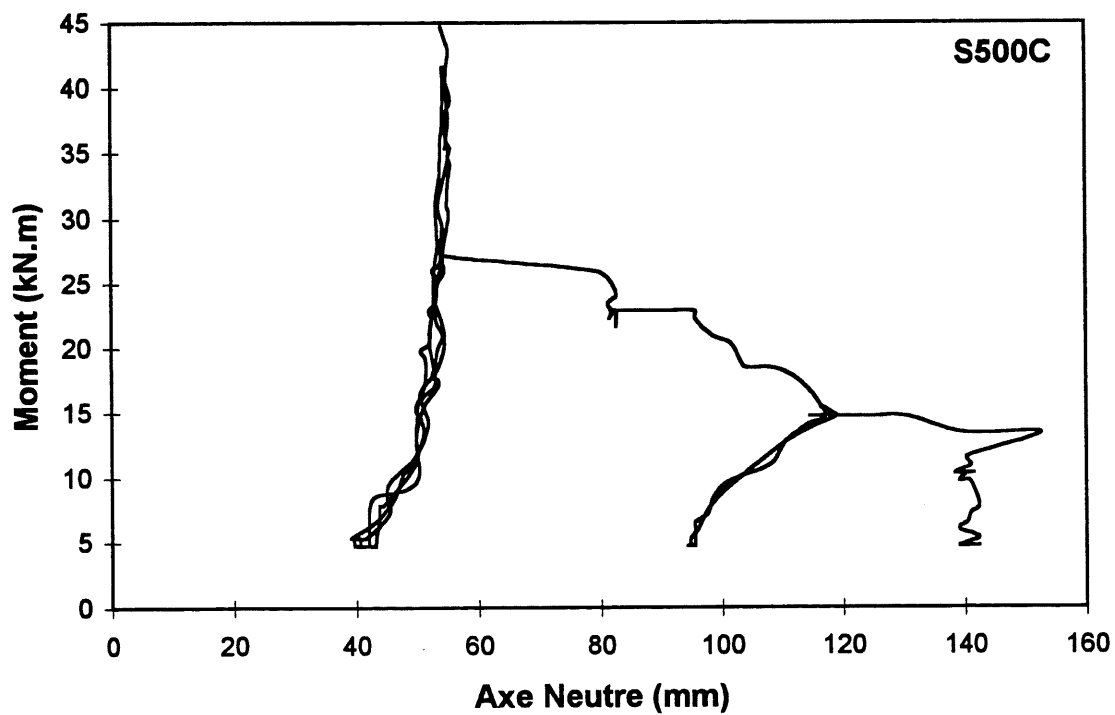


Figure 9.86 Axe neutre expérimental de la poutre S500C



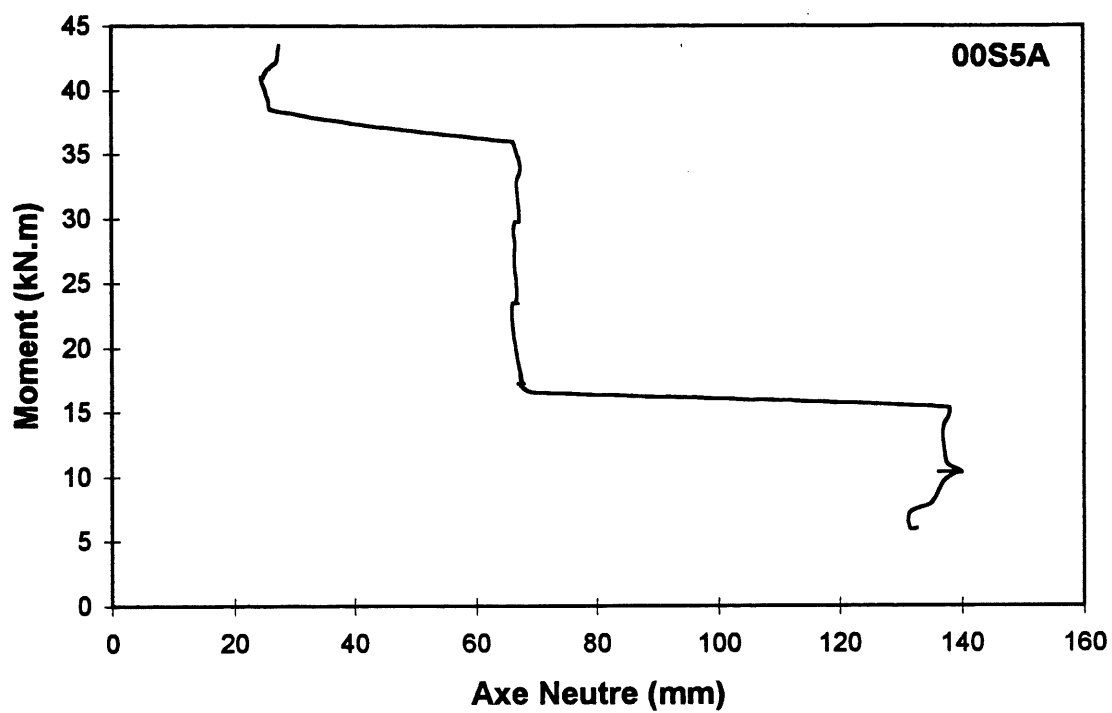


Figure 9.87 Axe neutre expérimental de la poutre 00S5A

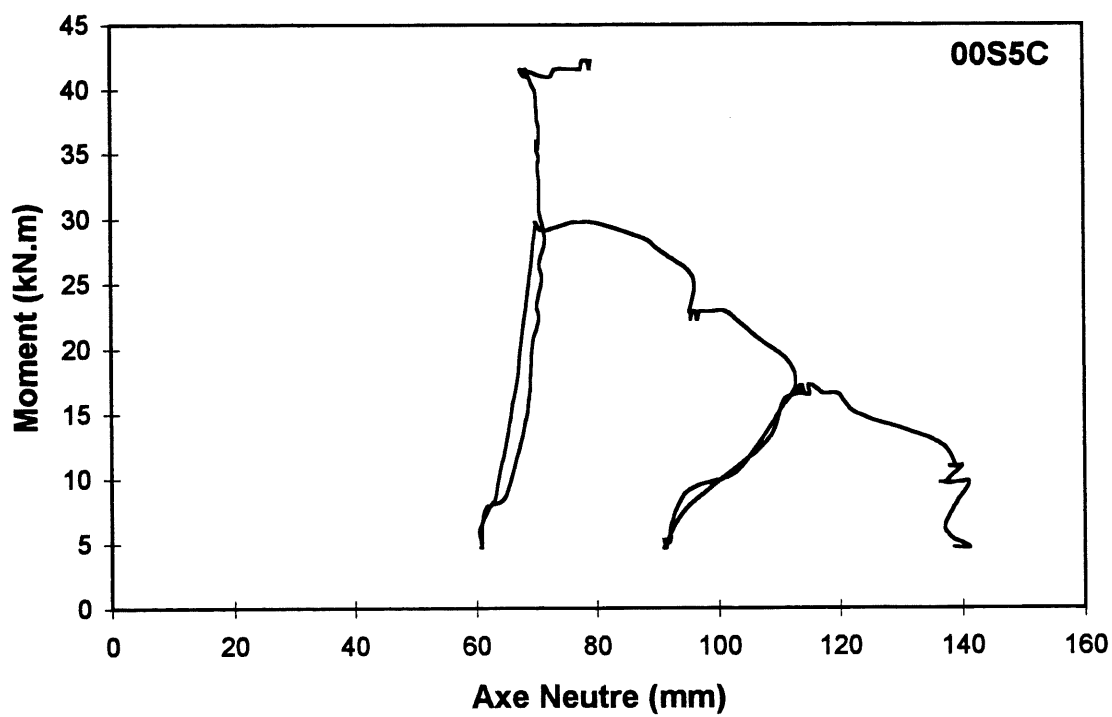


Figure 9.88 Axe neutre expérimental de la poutre 00S5C

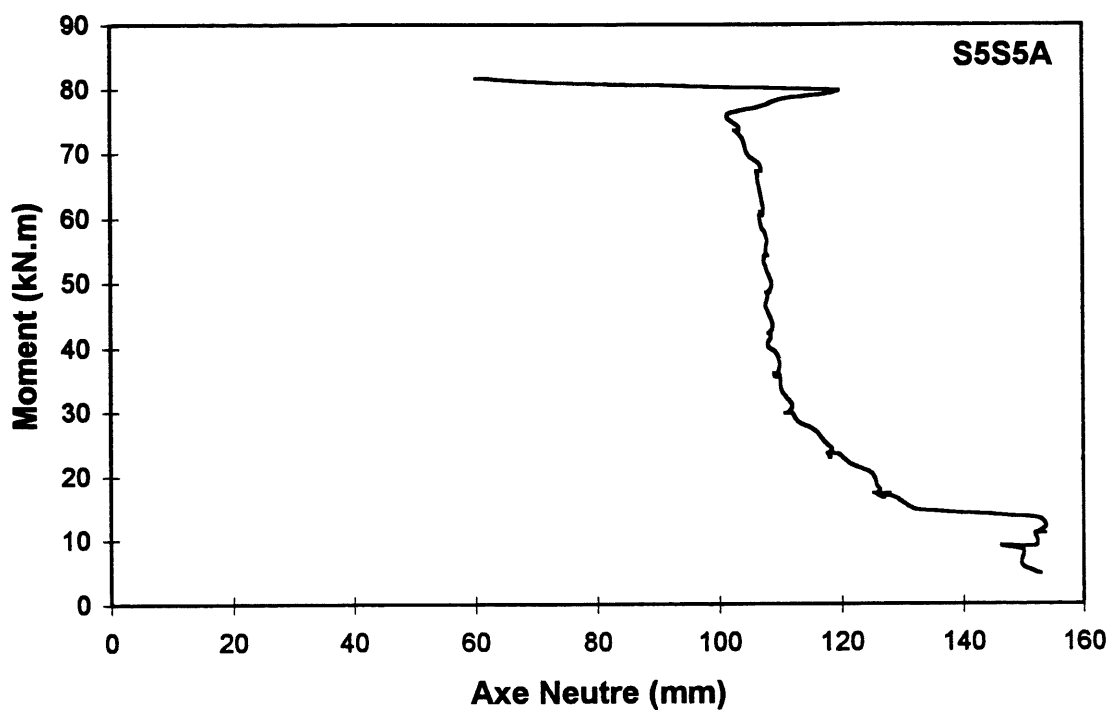


Figure 9.89 Axe neutre expérimental de la poutre S5S5A

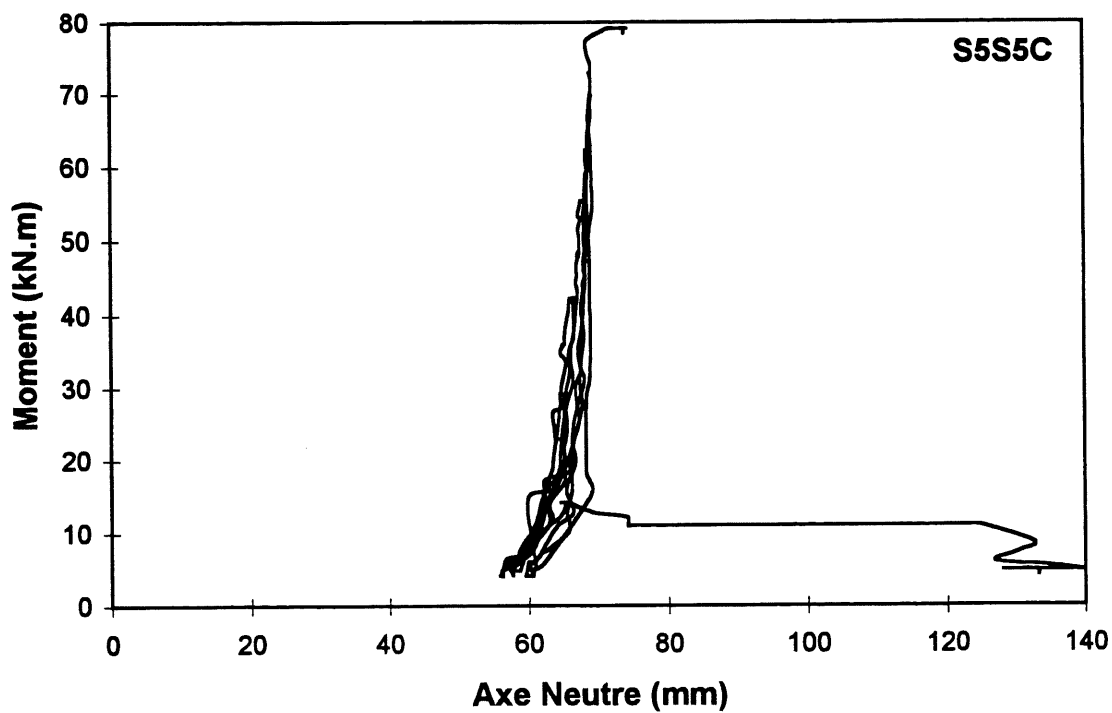


Figure 9.90 Axe neutre expérimental de la poutre S5S5C

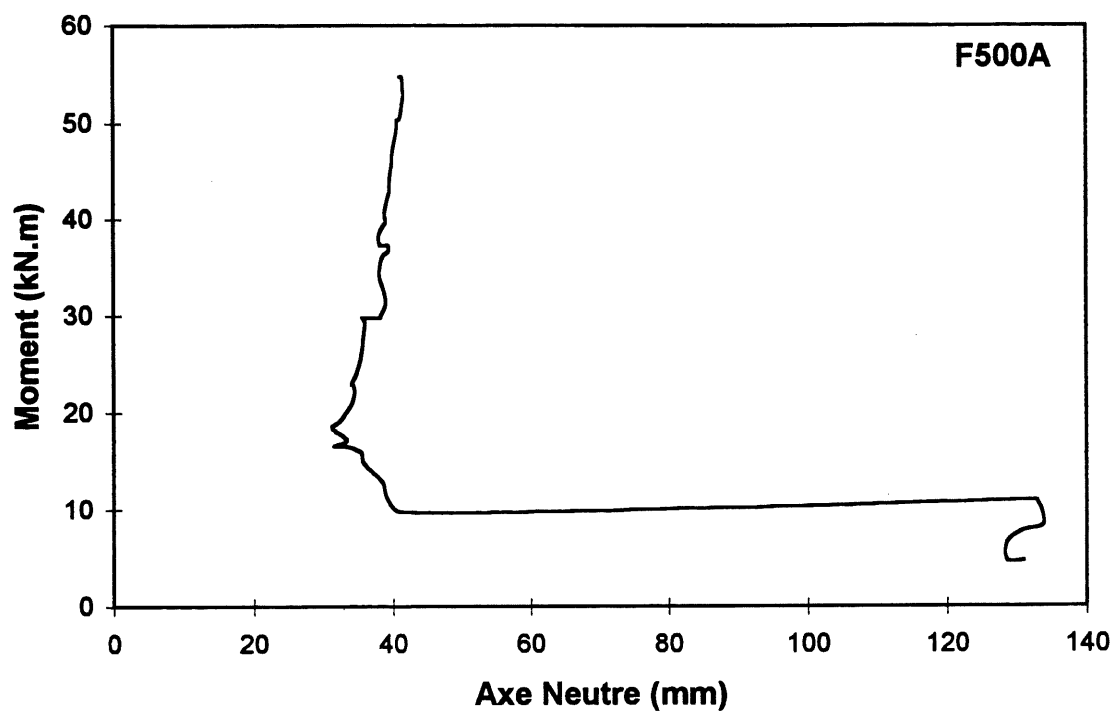


Figure 9.91 Axe neutre expérimental de la poutre F500A

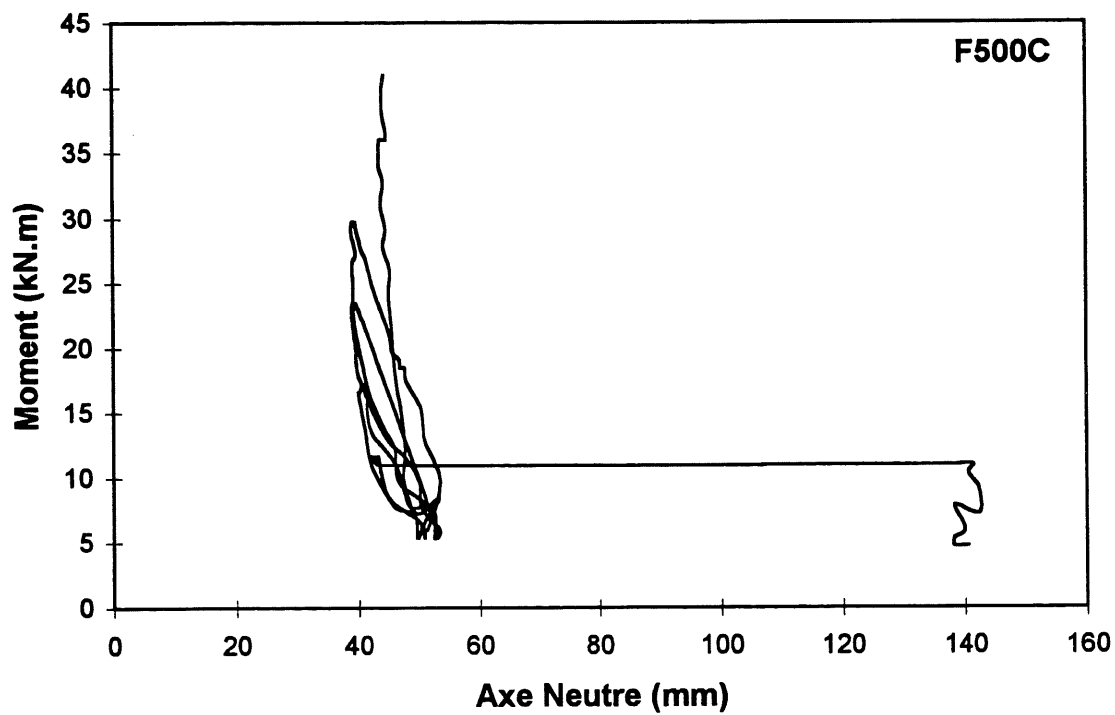


Figure 9.92 Axe neutre expérimental de la poutre F500C

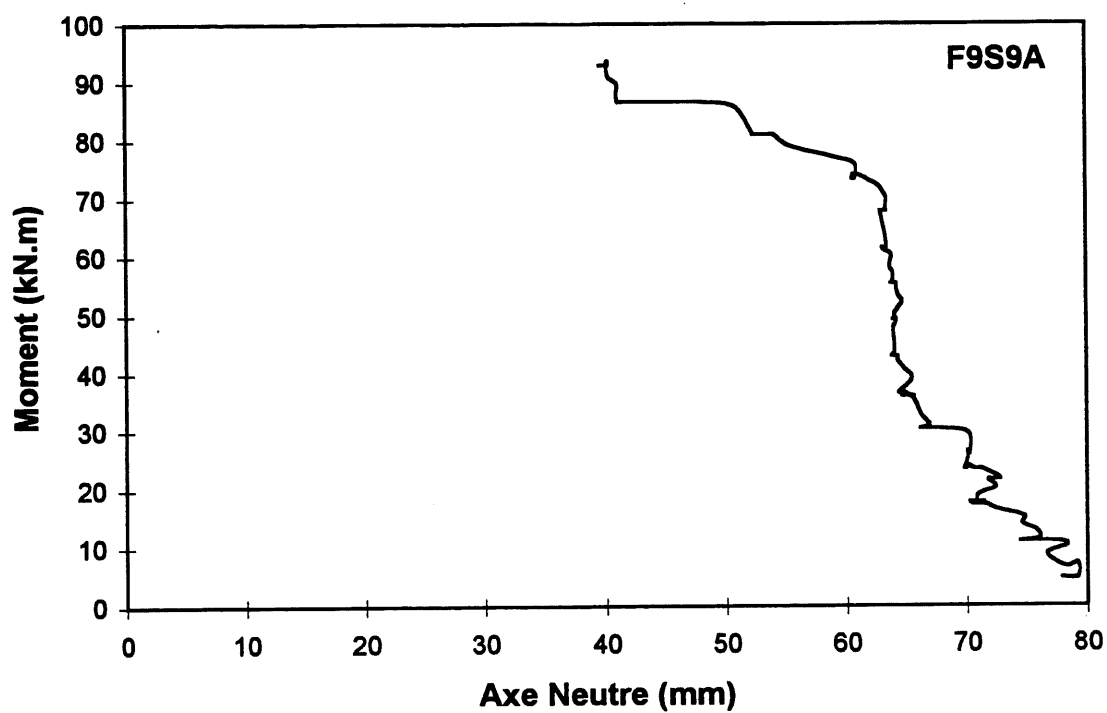


Figure 9.93 Axe neutre expérimental de la poutre F9S9A

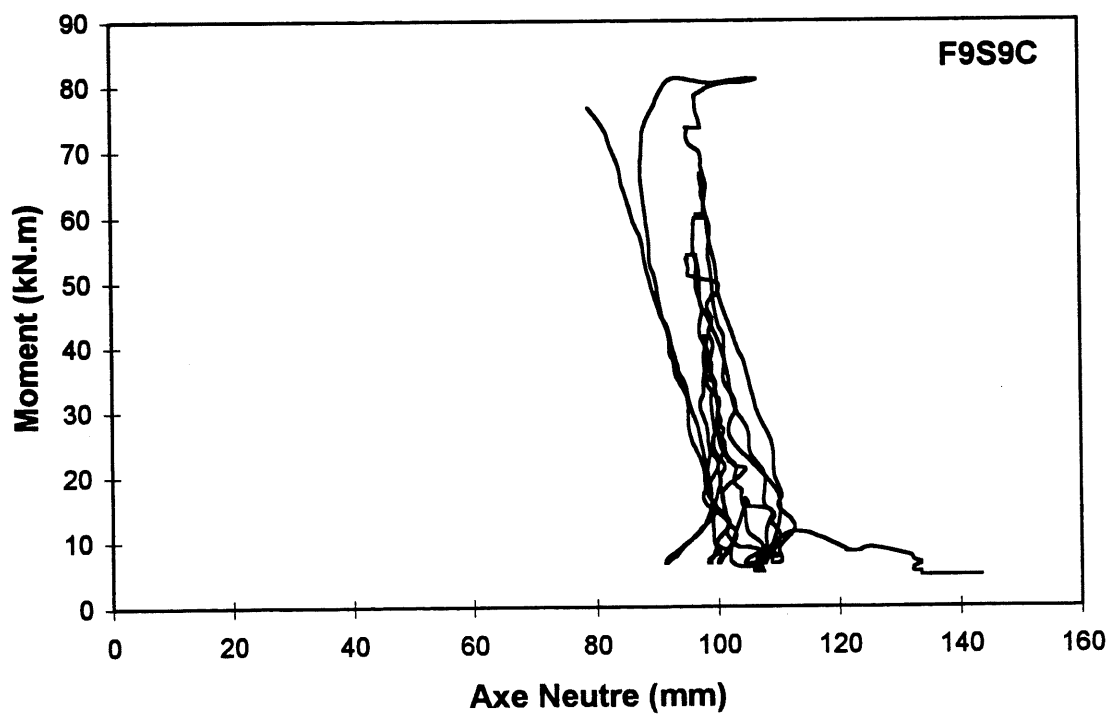


Figure 9.94 Axe neutre expérimental de la poutre F9S9C

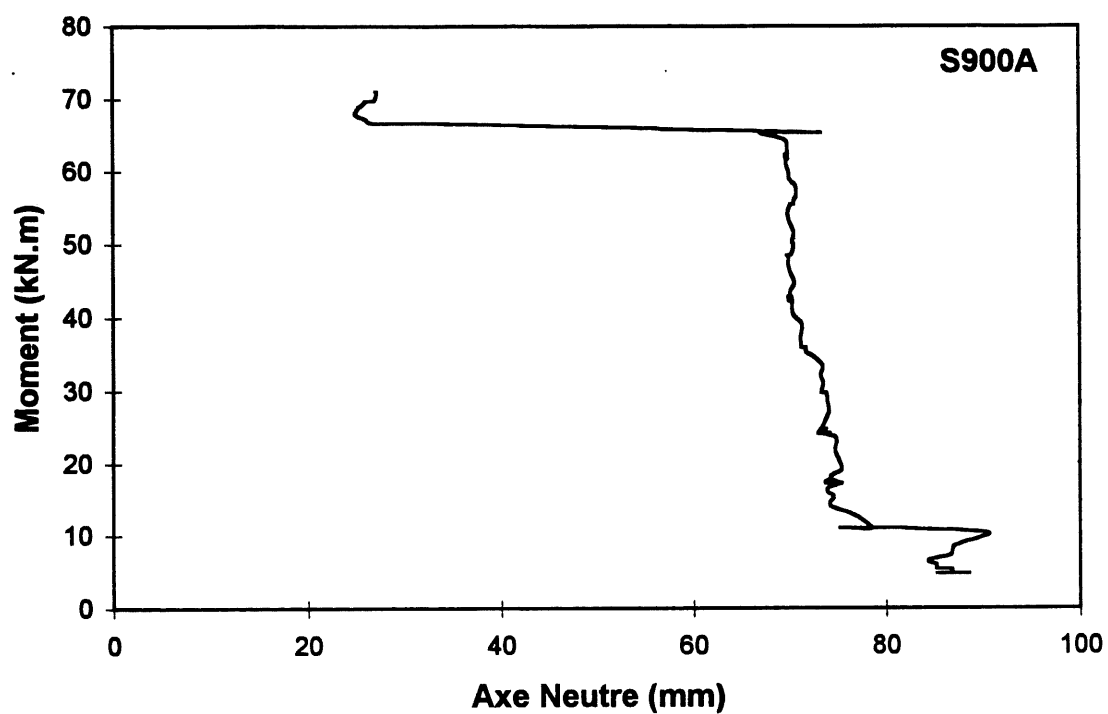


Figure 9.95 Axe neutre expérimental de la poutre S900A

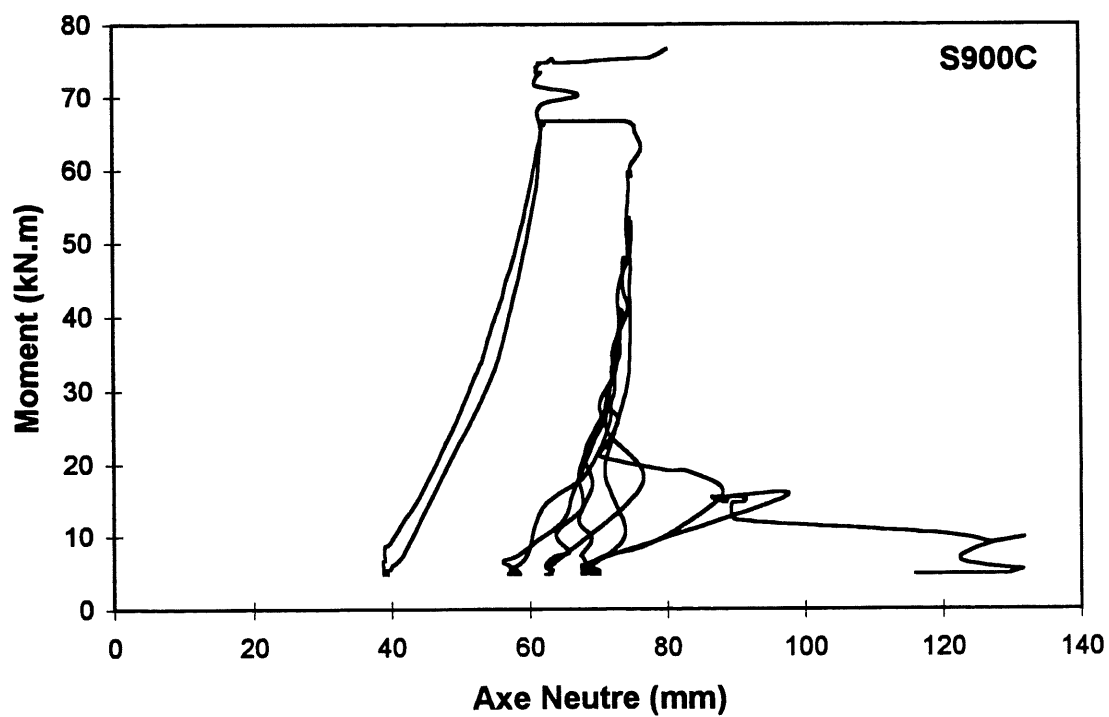


Figure 9.96 Axe neutre expérimental de la poutre S900C

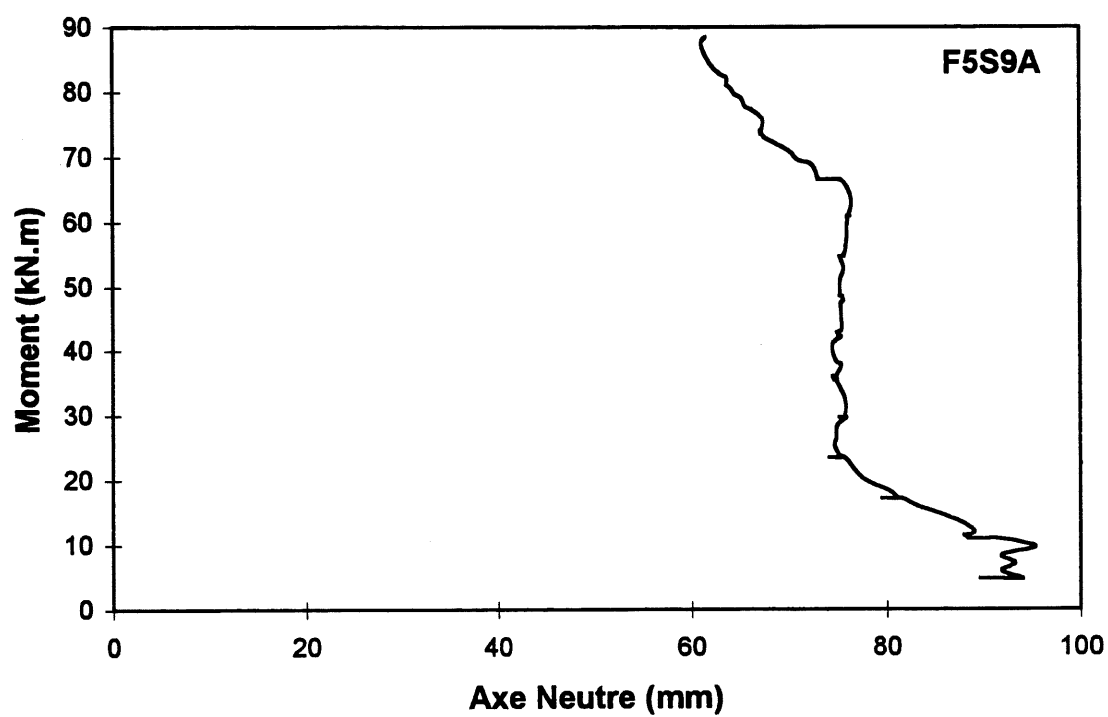


Figure 9.97 Axe neutre expérimental de la poutre F5S9A

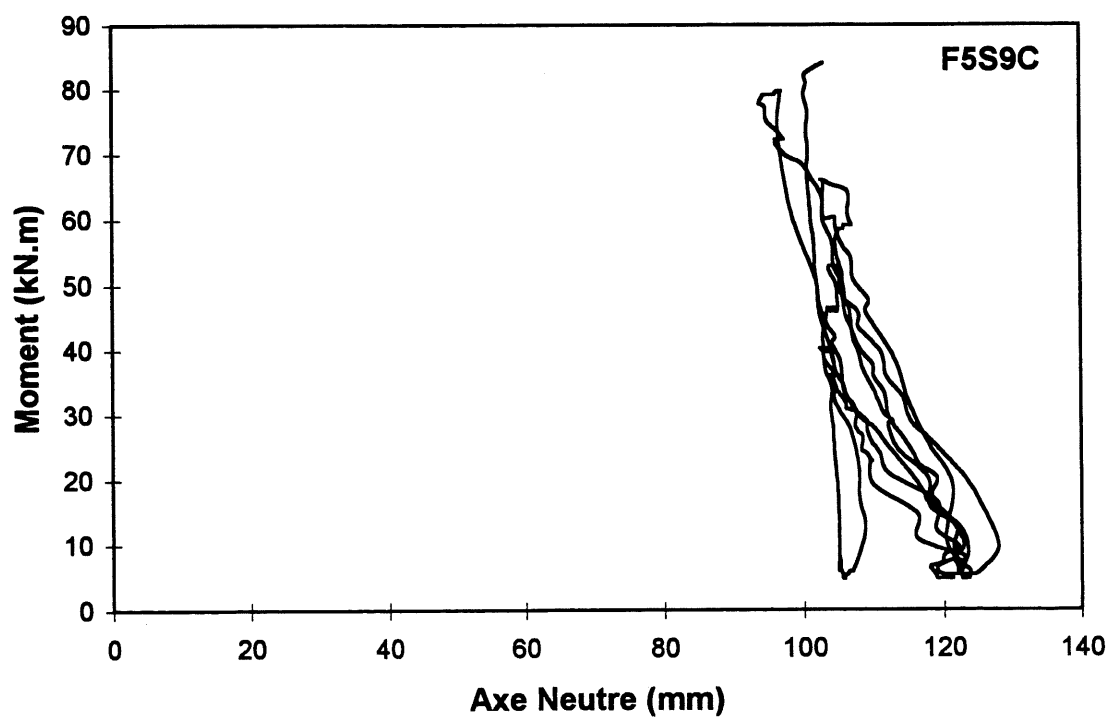


Figure 9.98 Axe neutre expérimental de la poutre F5S9C

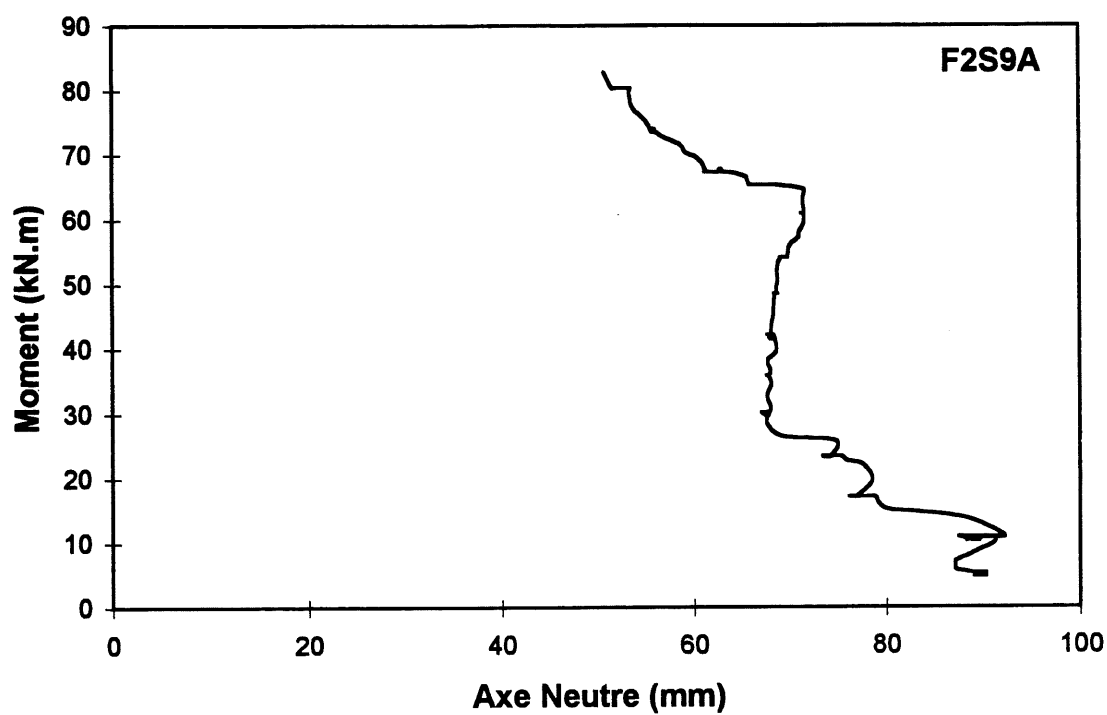


Figure 9.99 Axe neutre expérimental de la poutre F2S9A

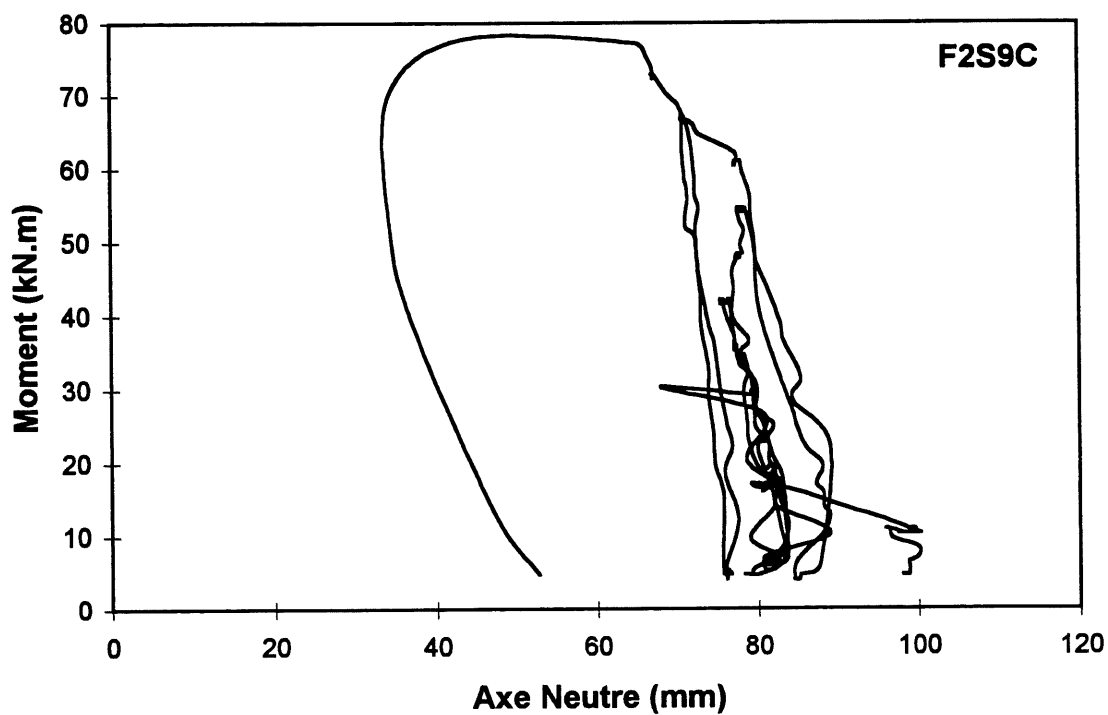


Figure 9.100 Axe neutre expérimental de la poutre F2S9C

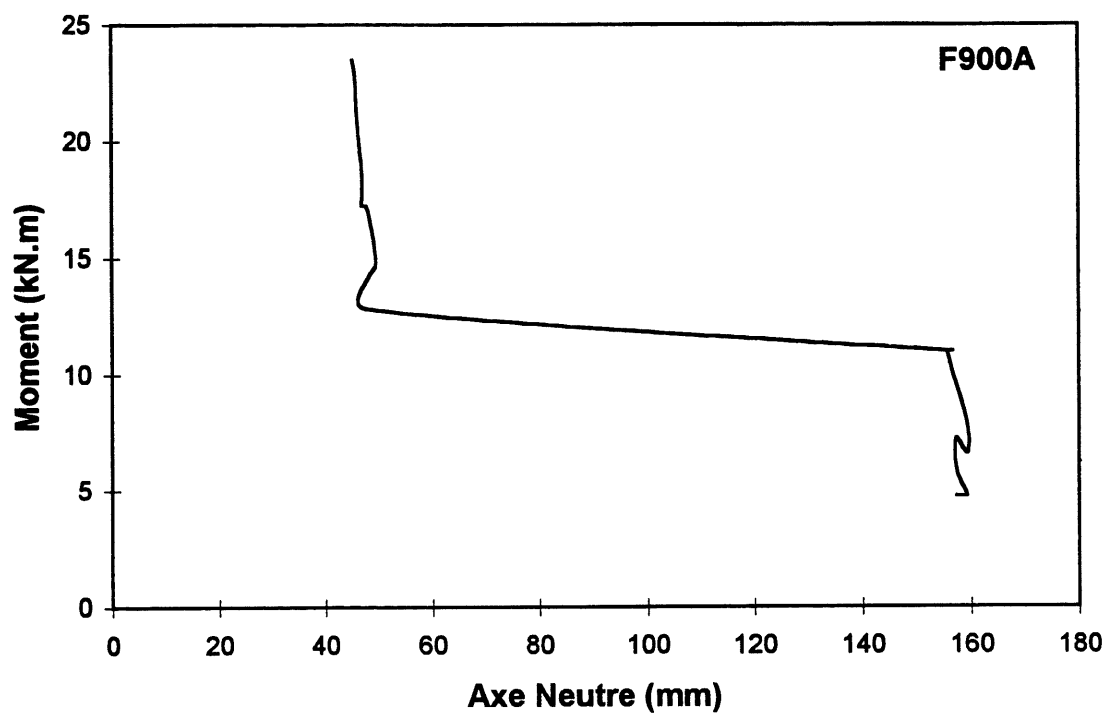


Figure 9.101 Axe neutre expérimental de la poutre F900A

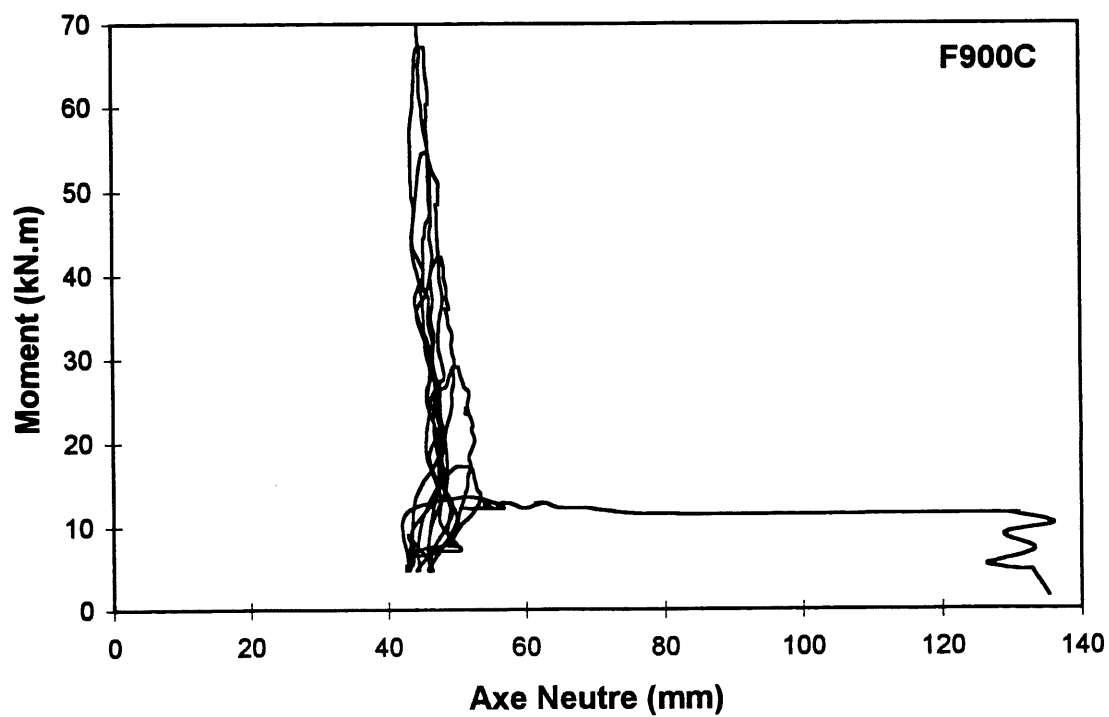
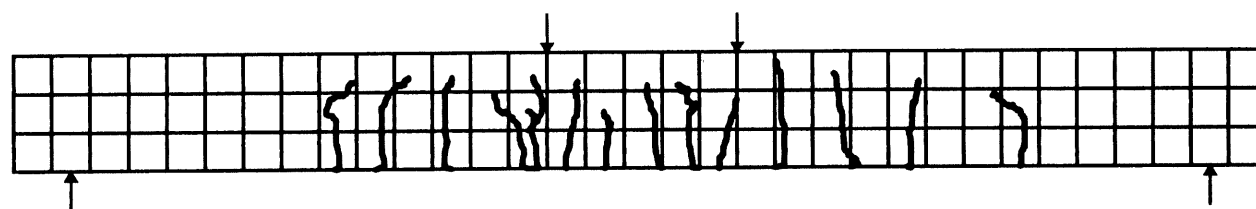



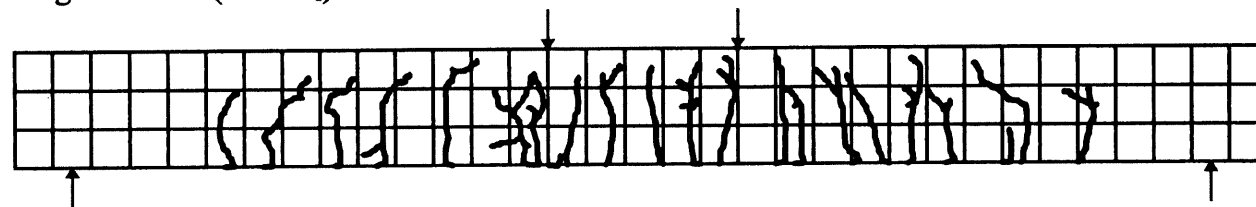
Figure 9.102 Axe neutre expérimental de la poutre F900C





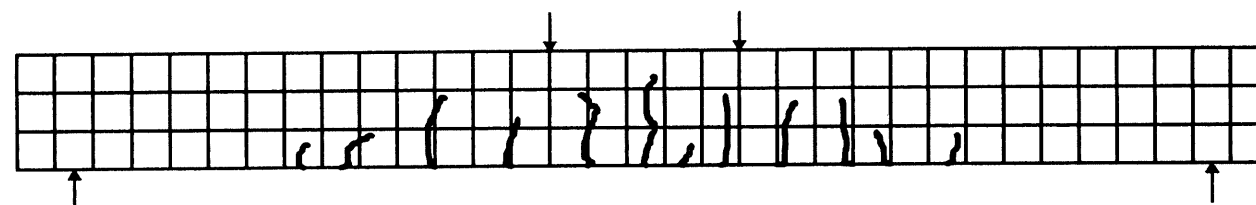
100 mm  
 100 mm

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

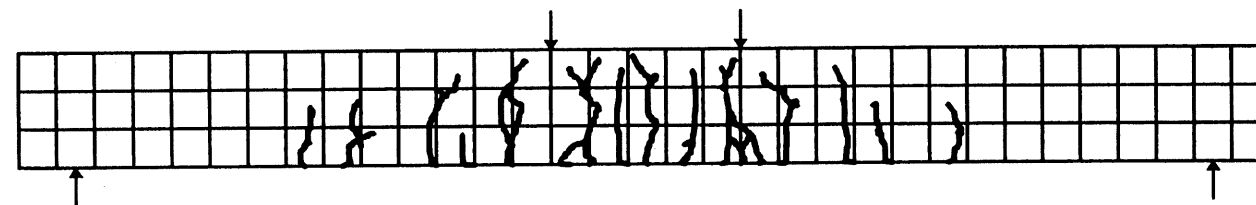


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.103 Réseau de fissuration de la poutre F5S5A

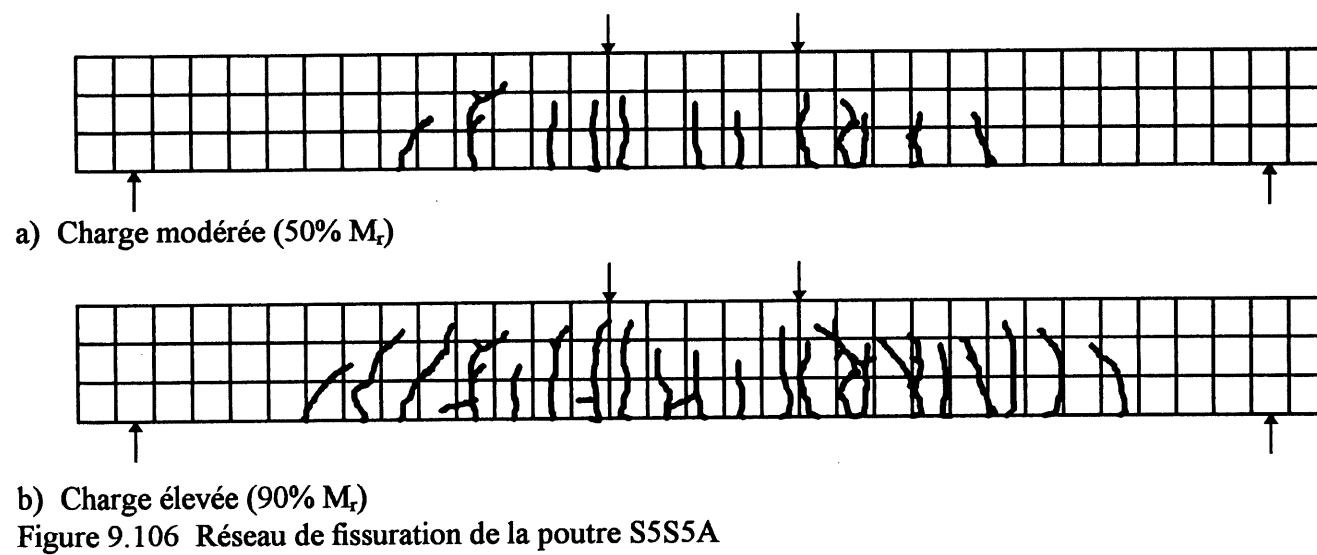
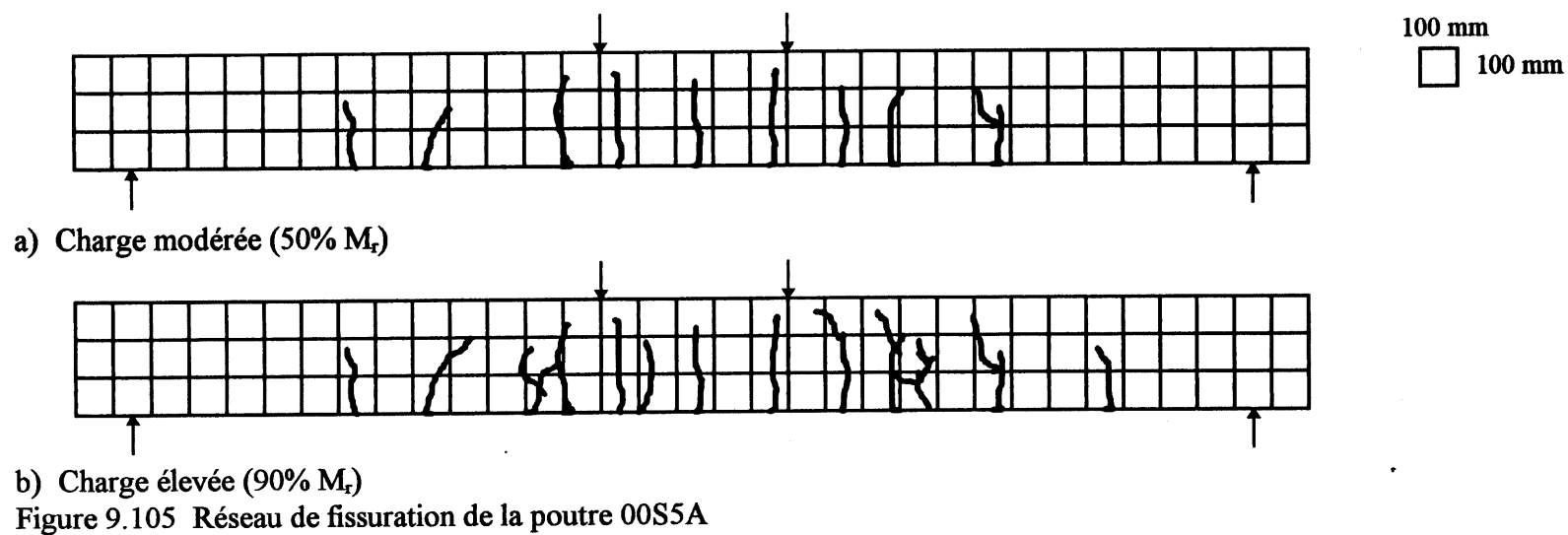


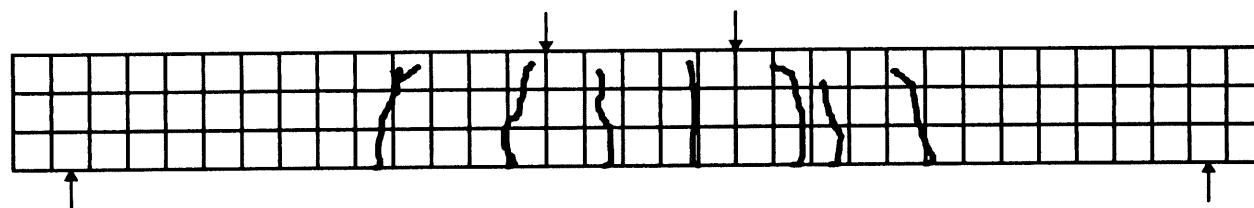
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )




b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

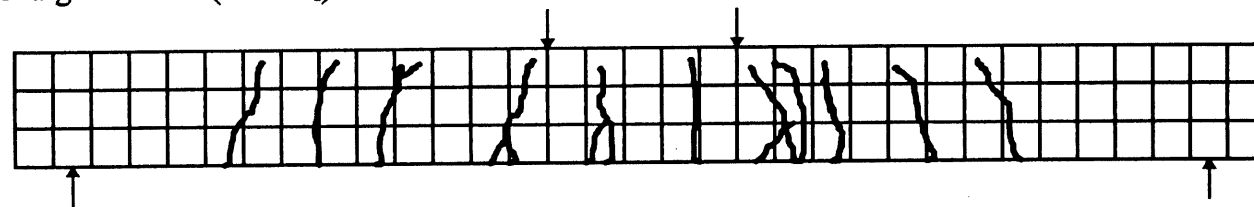
Figure 9.104 Réseau de fissuration de la poutre S500A





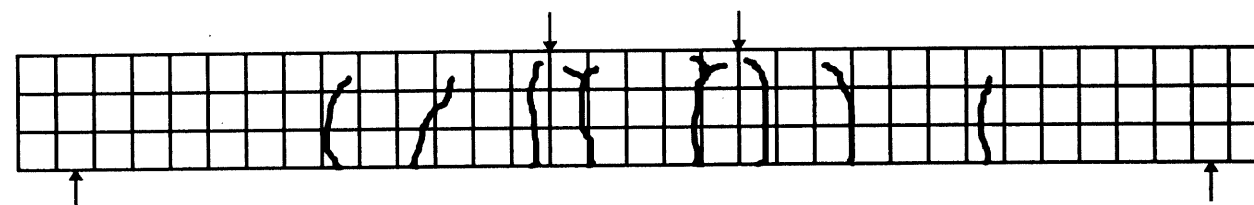
100 mm  
 100 mm

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

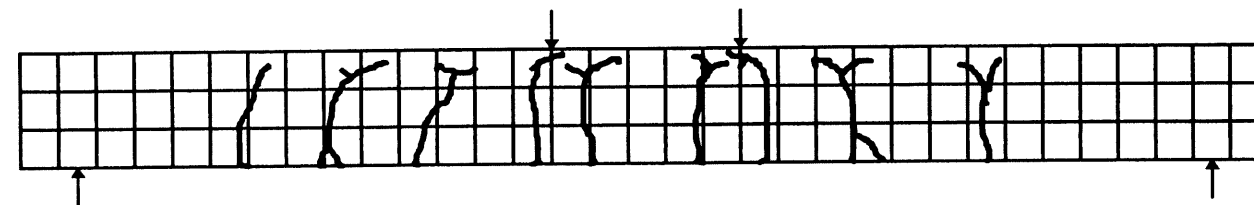


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.107 Réseau de fissuration de la poutre F500A

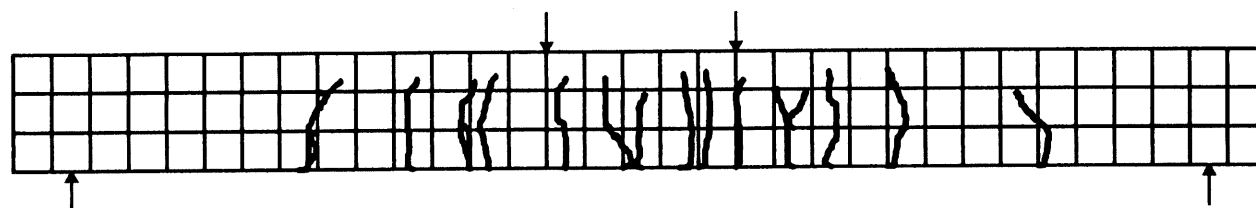



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



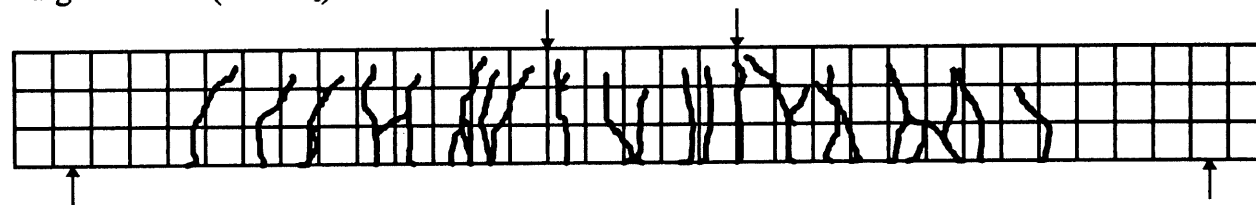
b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.108 Réseau de fissuration de la poutre F500B



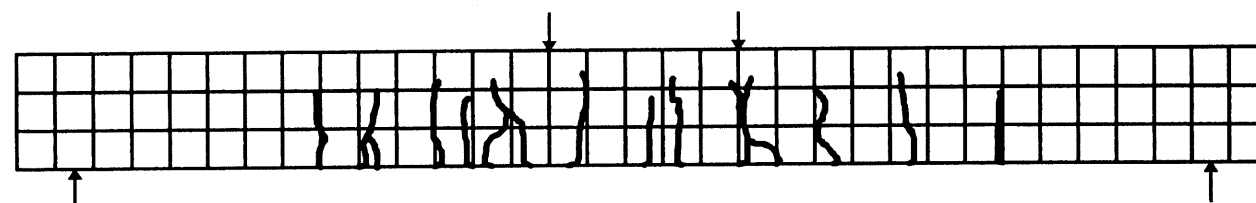
100 mm  
 100 mm

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

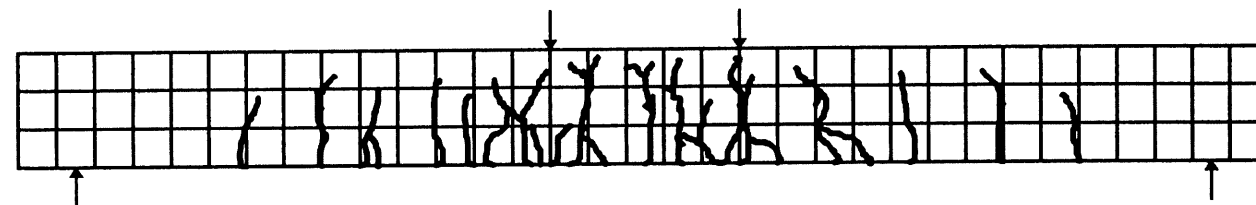


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.109 Réseau de fissuration de la poutre F5S5C



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.110 Réseau de fissuration de la poutre S500C

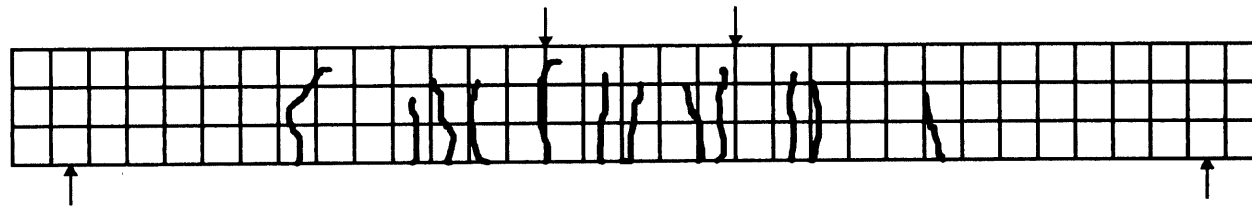
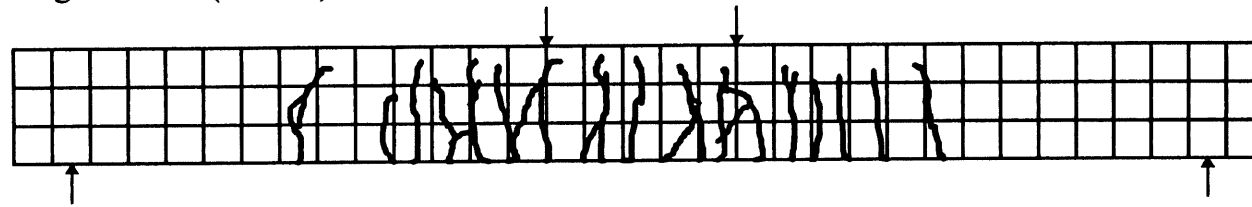

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.111 Réseau de fissuration de la poutre 00S5C

100 mm  
 100 mm

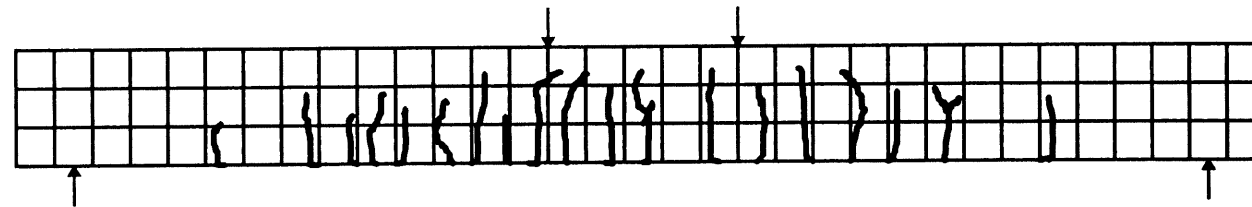
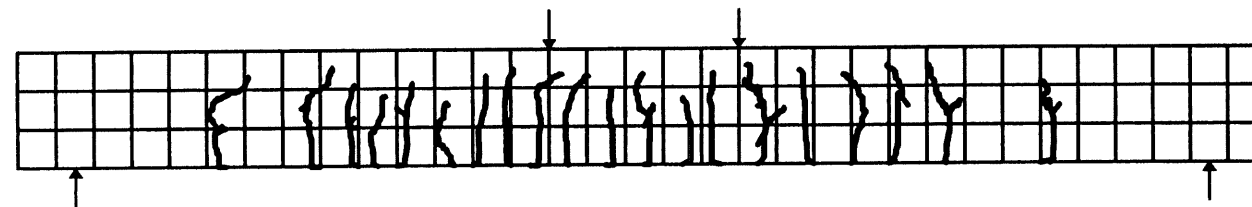
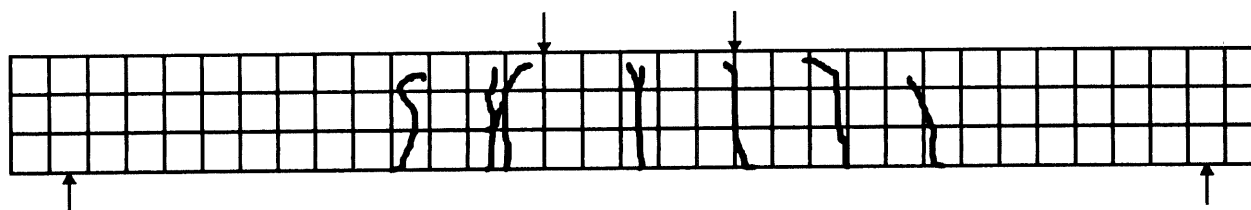

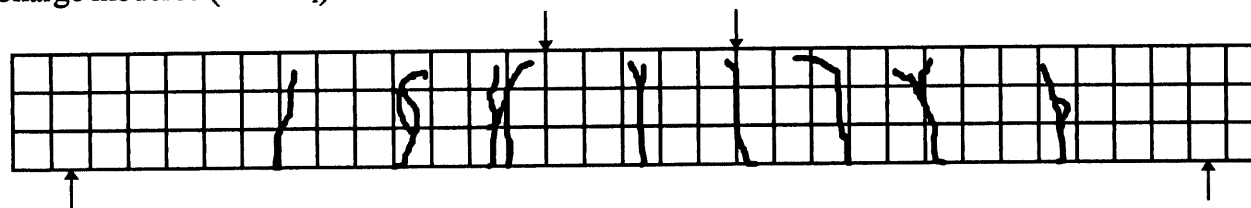
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.112 Réseau de fissuration de la poutre S5S5C



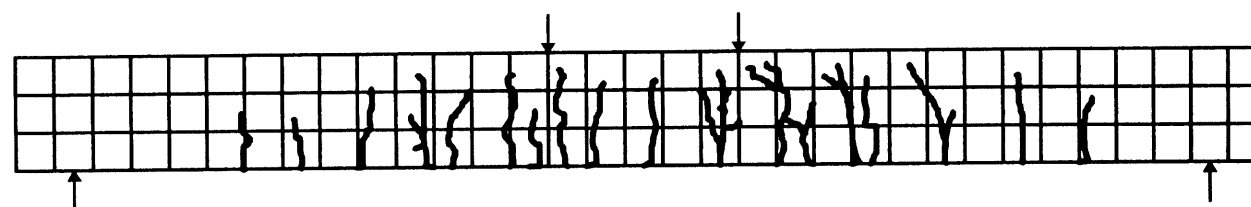
100 mm  
 100 mm

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

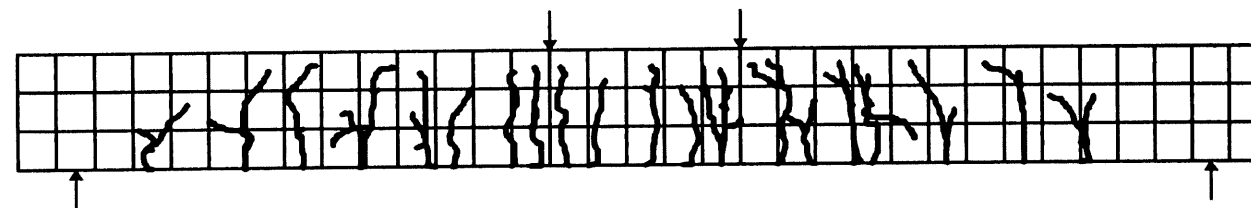


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.113 Réseau de fissuration de la poutre F500C

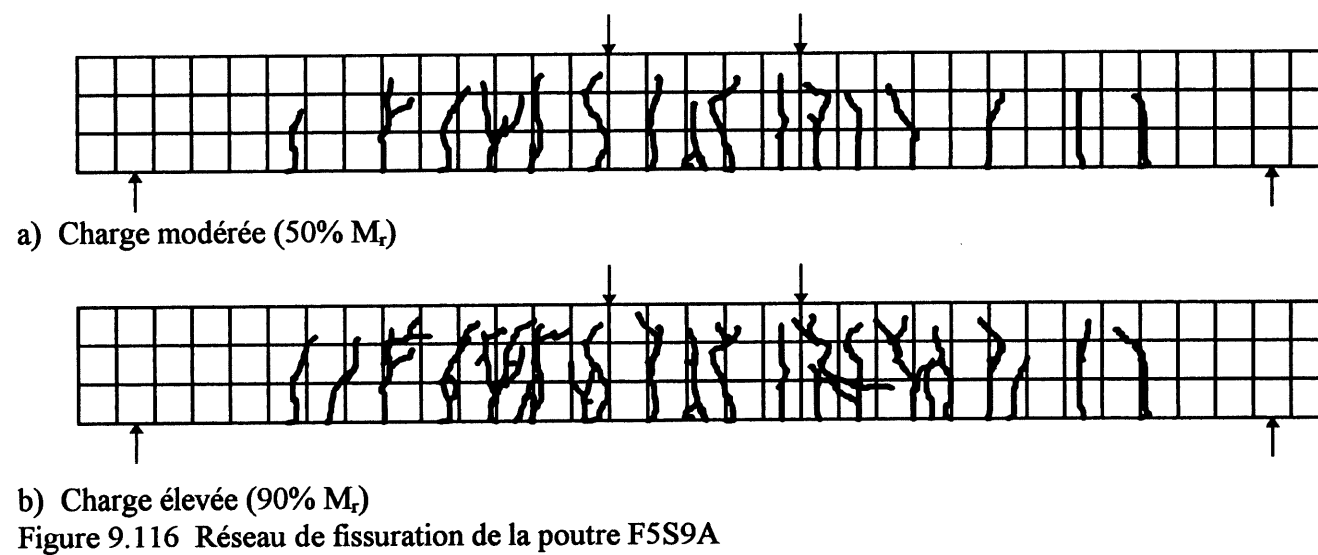
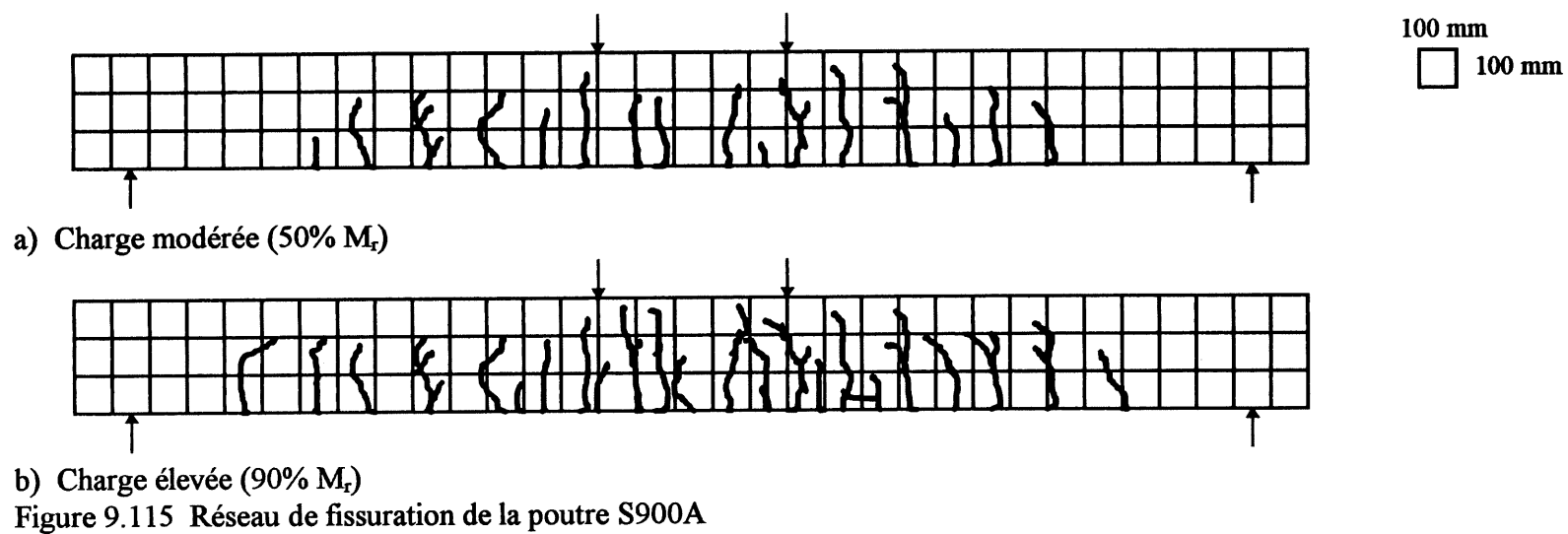


a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.114 Réseau de fissuration de la poutre F9S9A



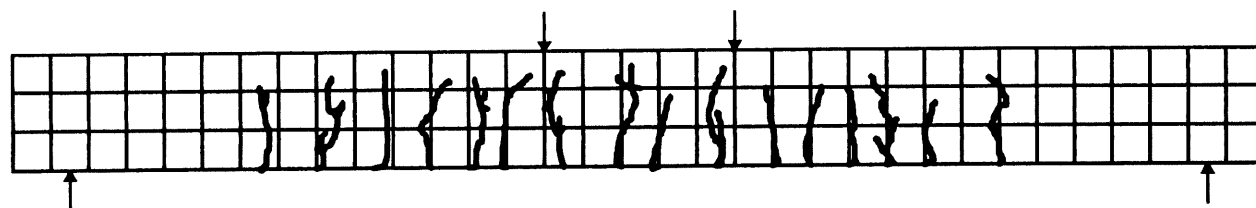
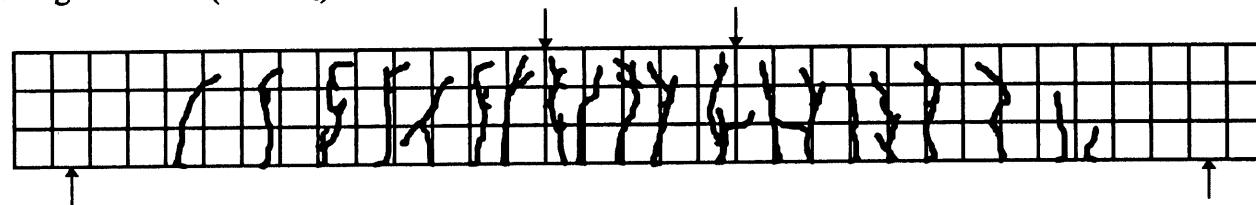
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.117 Réseau de fissuration de la poutre F2S9A

100 mm


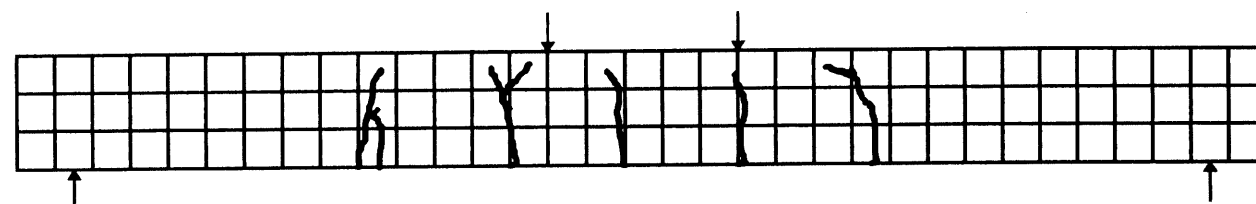
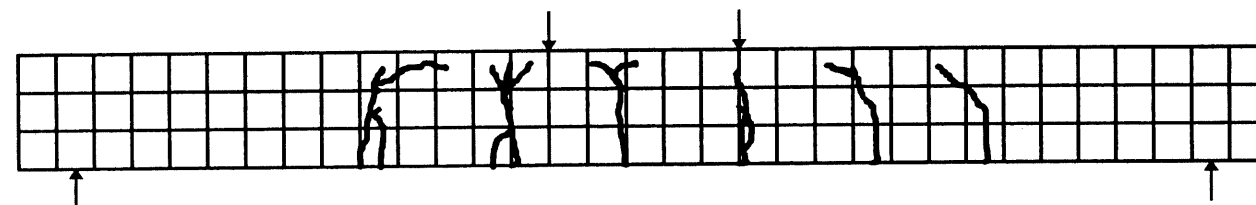
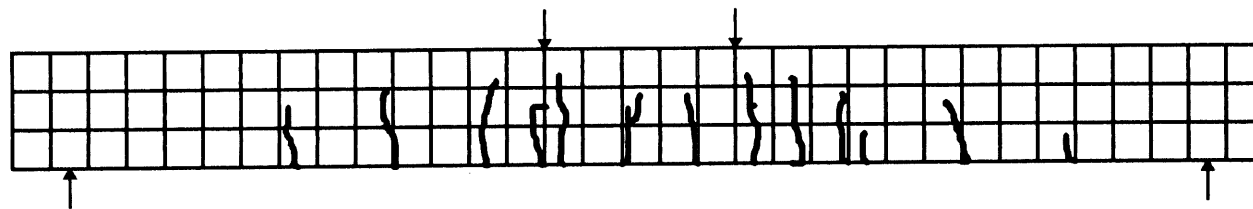
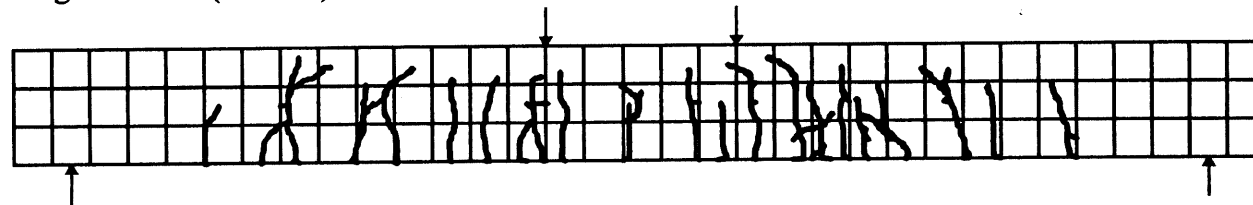
 100 mm
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.118 Réseau de fissuration de la poutre F900A



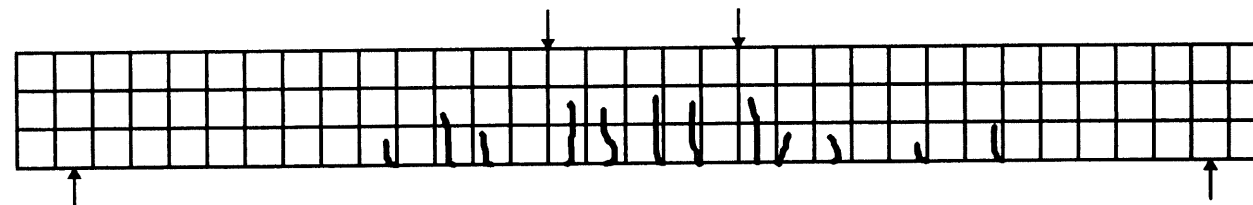


a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

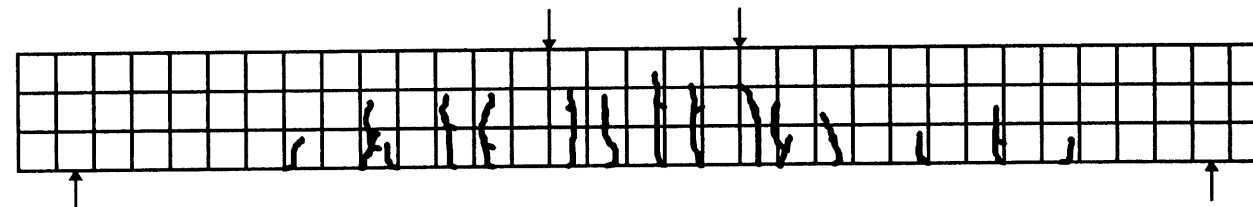


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.119 Réseau de fissuration de la poutre F9S9B



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

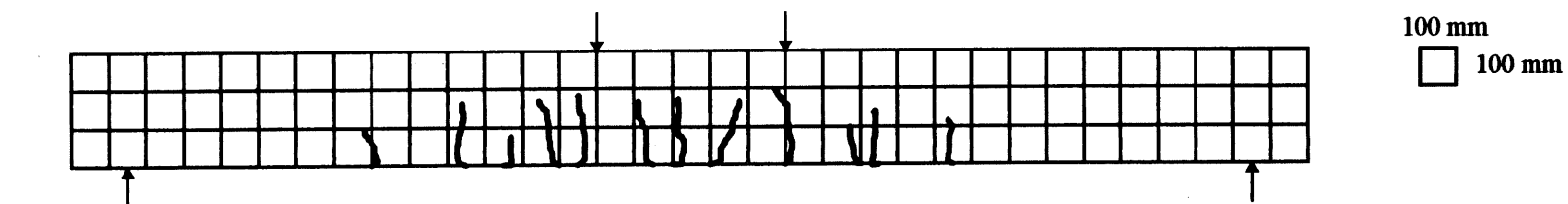



b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.120 Réseau de fissuration de la poutre S900B

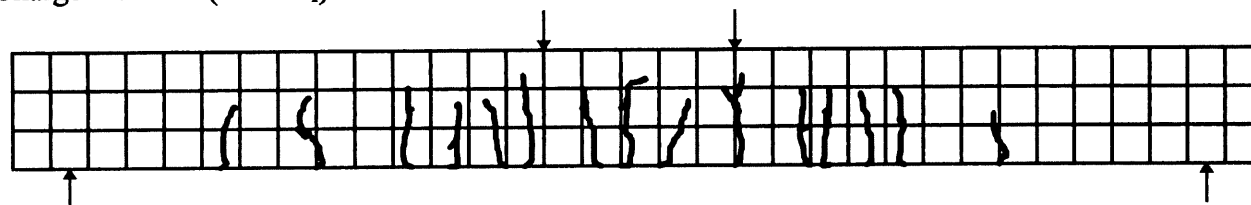
100 mm

□ 100 mm



100 mm  
 100 mm

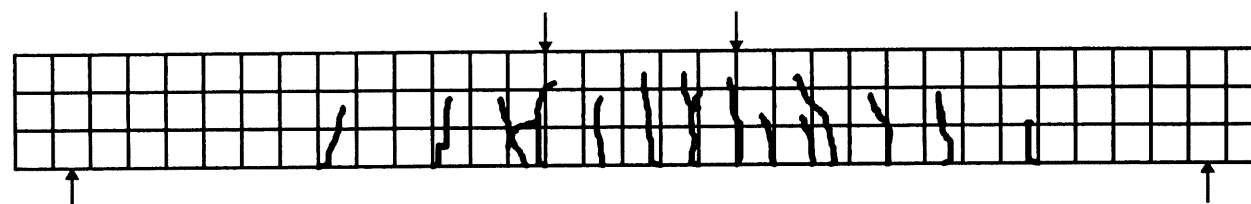
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



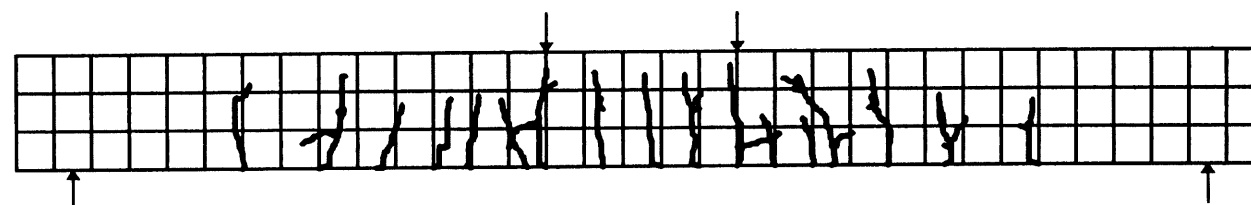
b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.121 Réseau de fissuration de la poutre F5S9B

220

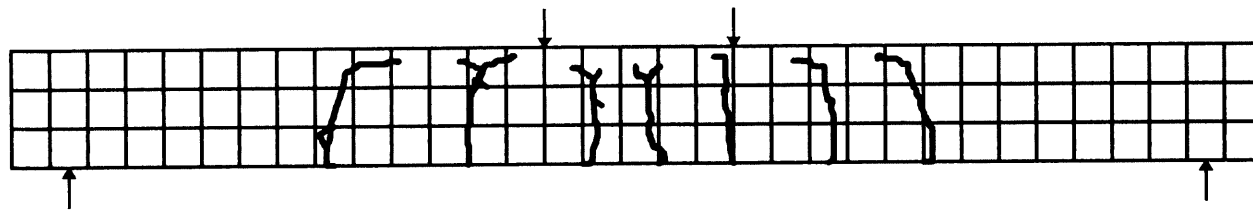



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



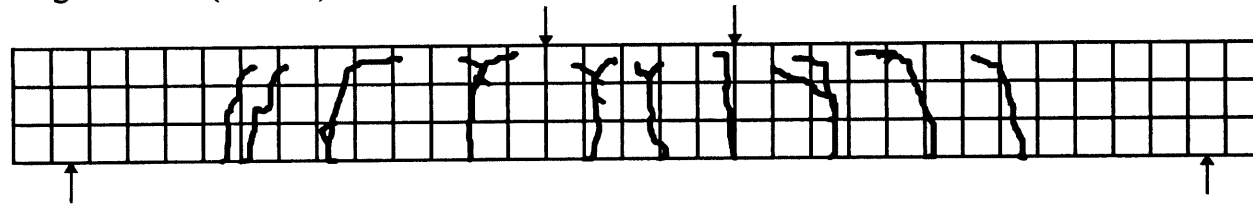
b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.122 Réseau de fissuration de la poutre F2S9B



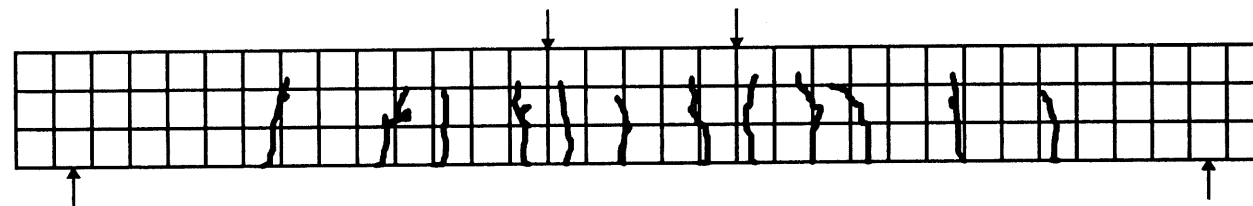
100 mm  
 100 mm

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

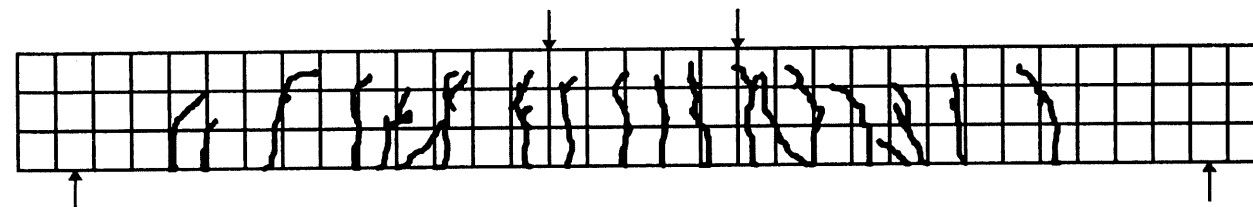


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.123 Réseau de fissuration de la poutre F900B

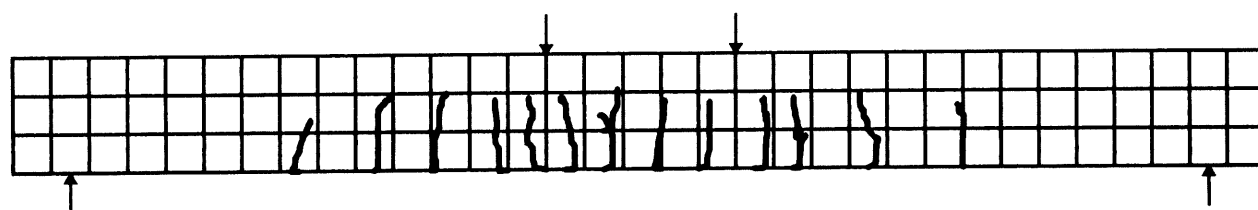


a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

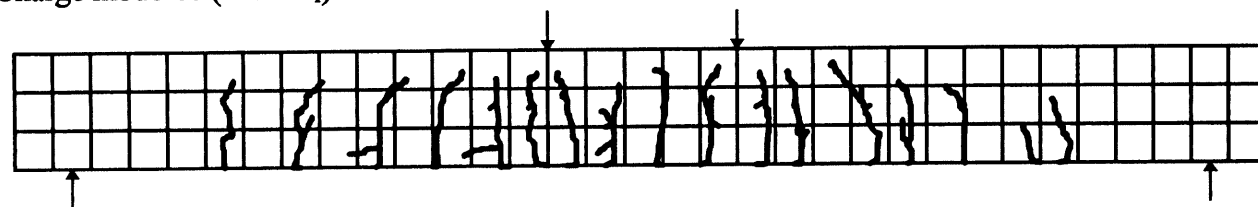


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.124 Réseau de fissuration de la poutre F9S9C



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )

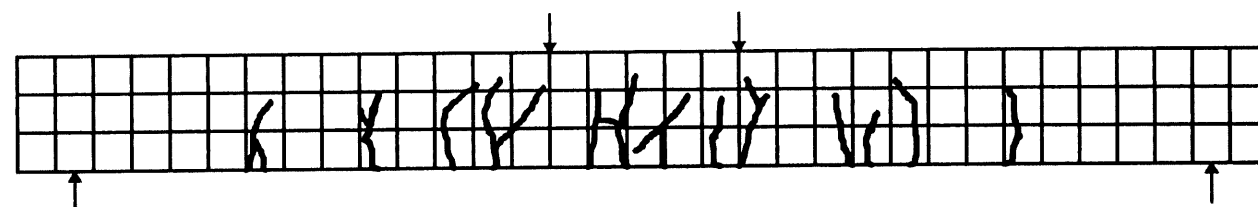


b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

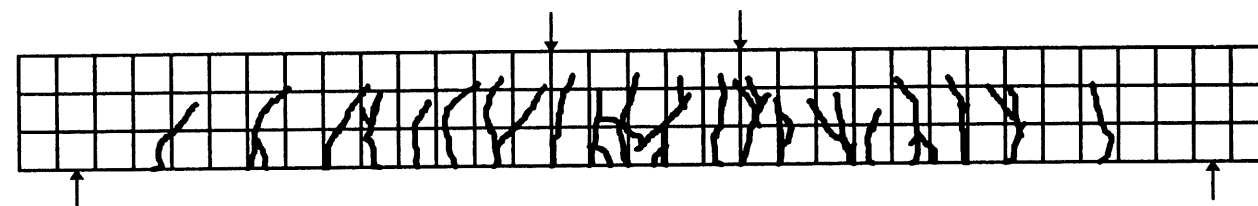
Figure 9.125 Réseau de fissuration de la poutre S900C

100 mm

100 mm



a) Charge modérée (50%  $M_r$ )



b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.126 Réseau de fissuration de la poutre F5S9C

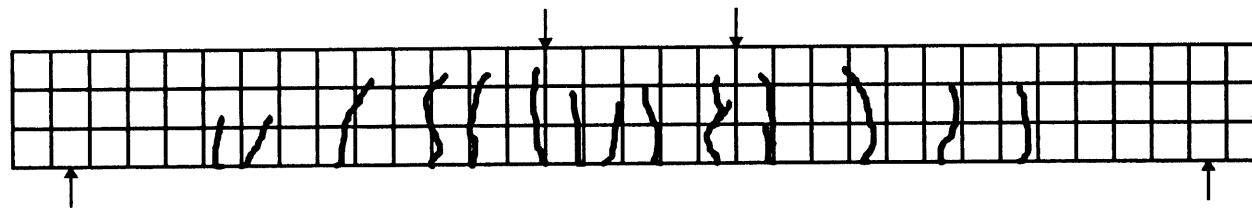
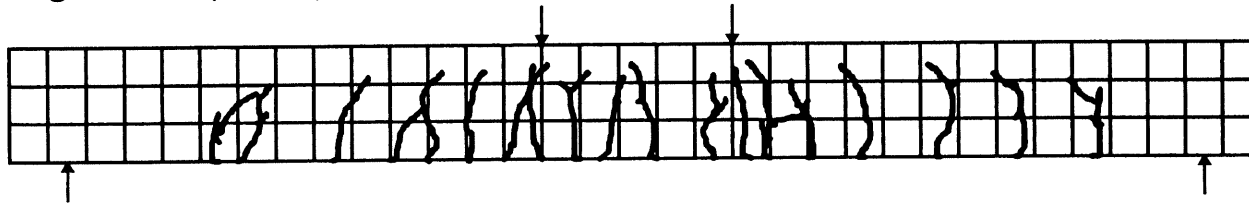
a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.127 Réseau de fissuration de la poutre F2S9C

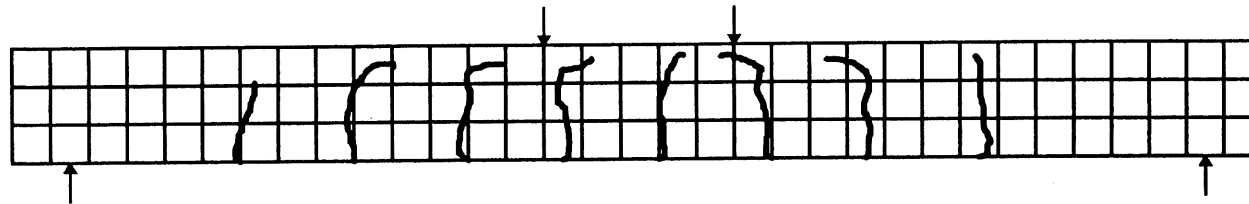
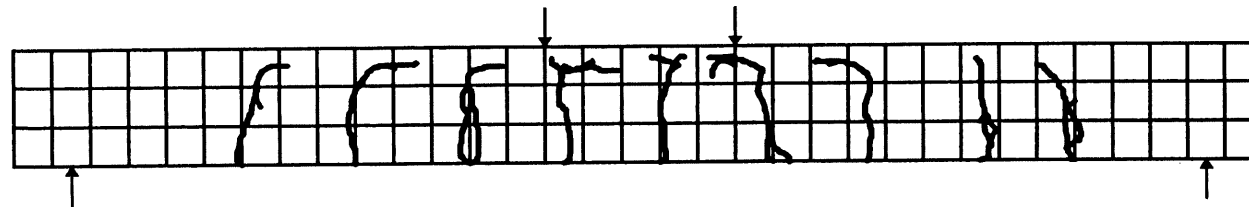

a) Charge modérée (50%  $M_r$ )b) Charge élevée (90%  $M_r$ )

Figure 9.128 Réseau de fissuration de la poutre F900C

100 mm  
 100 mm

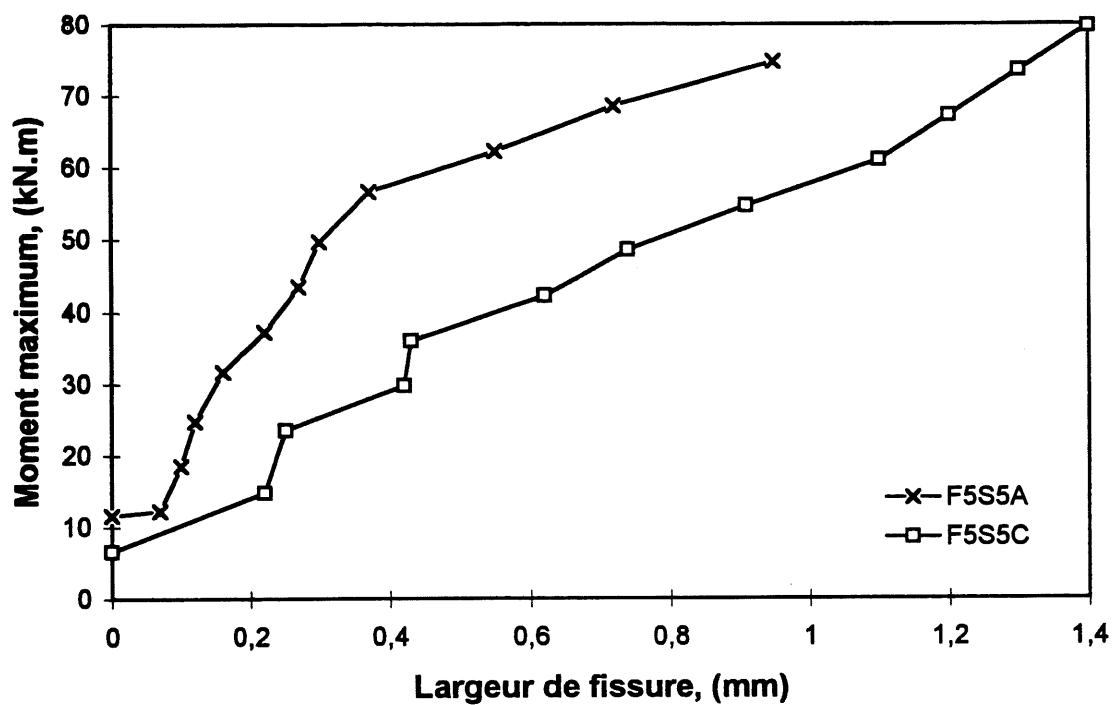


Figure 9.129 Largeur de fissure expérimentale des poutres F5S5

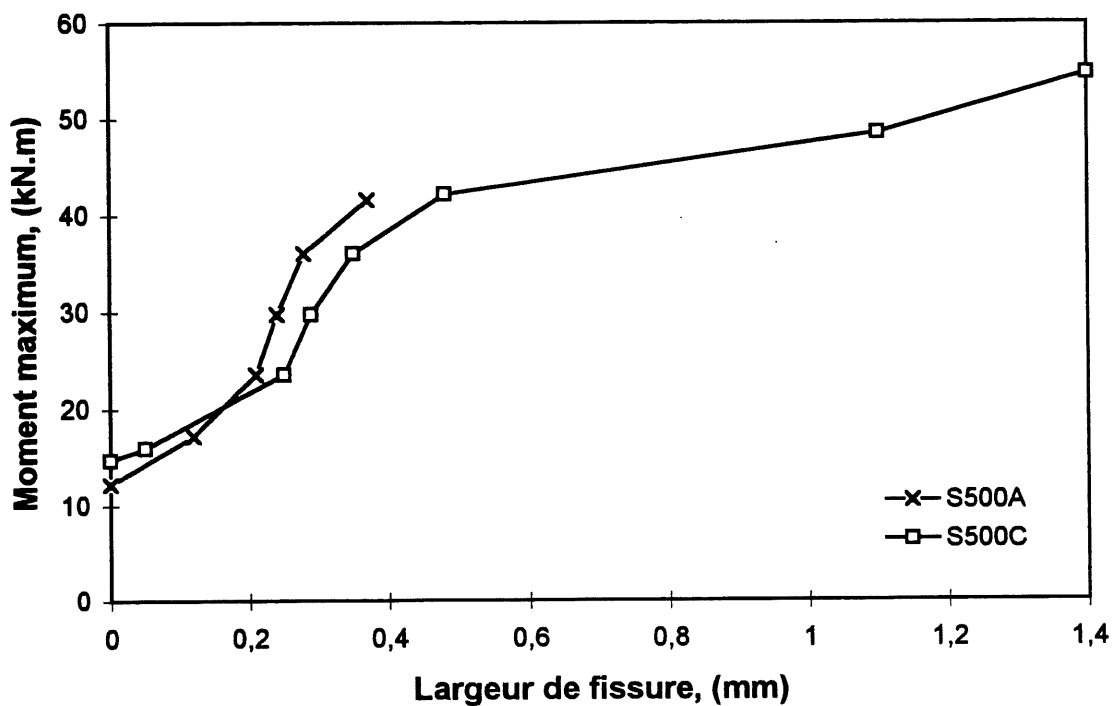


Figure 9.130 Largeur de fissure expérimentale des poutres S500

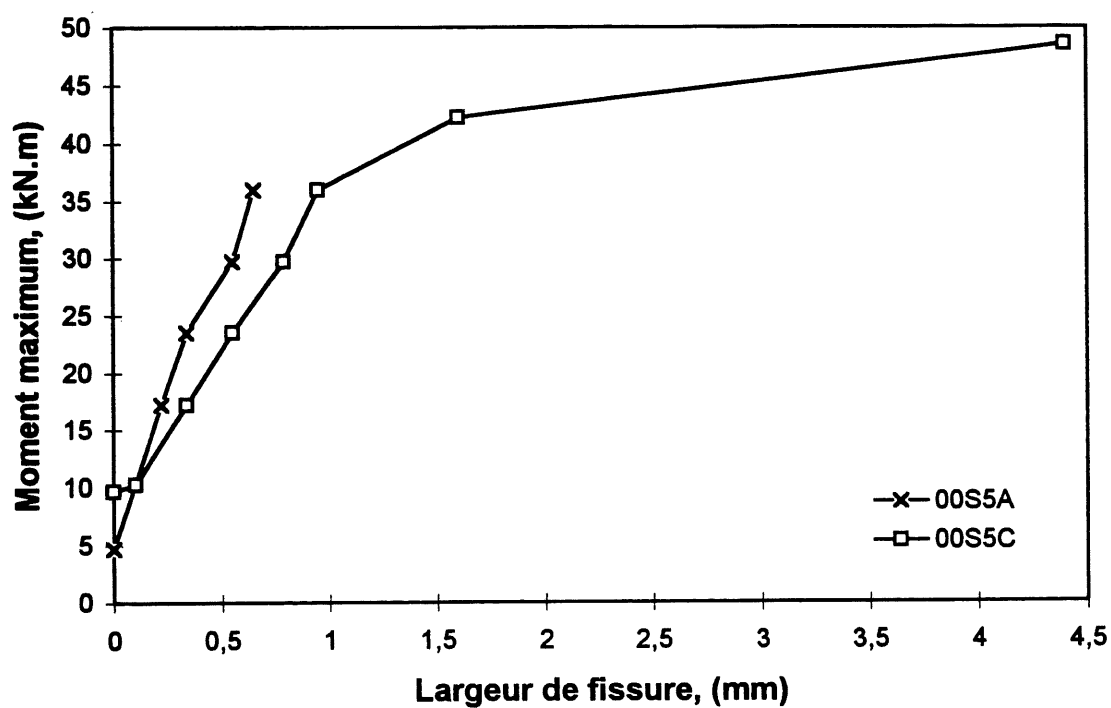


Figure 9.131 Largeur de fissure expérimentale des poutres 00S5

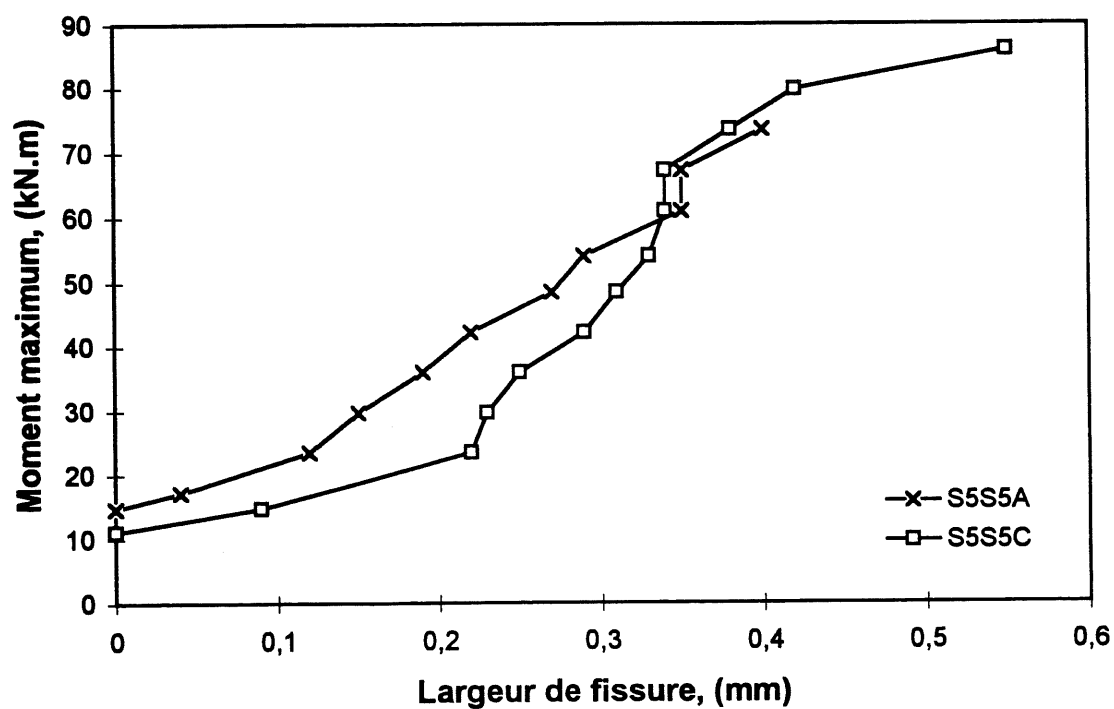


Figure 9.132 Largeur de fissure expérimentale des poutres S5S5

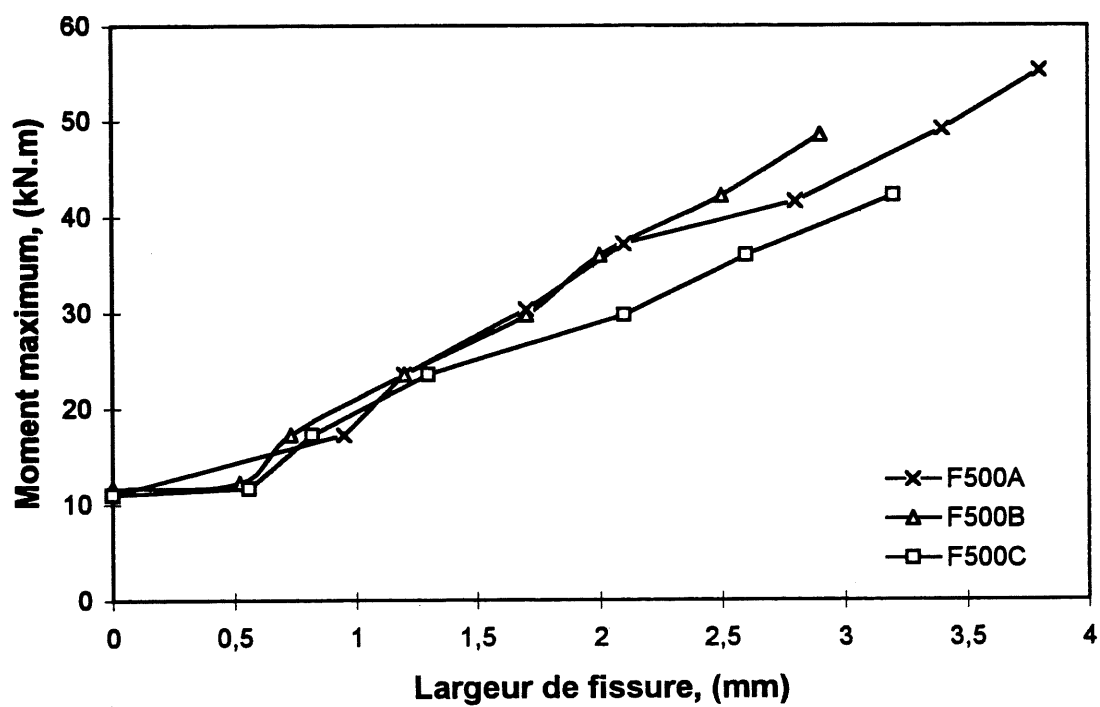


Figure 9.133 Largeur de fissure expérimentale des poutres F500

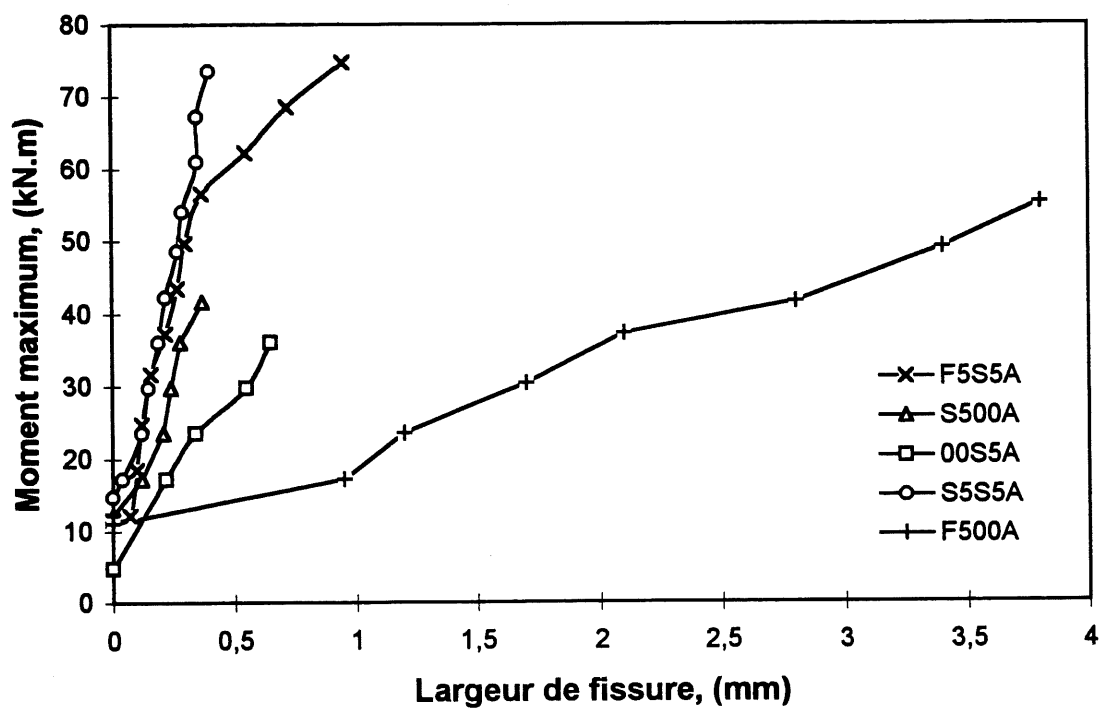


Figure 9.134 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 1A



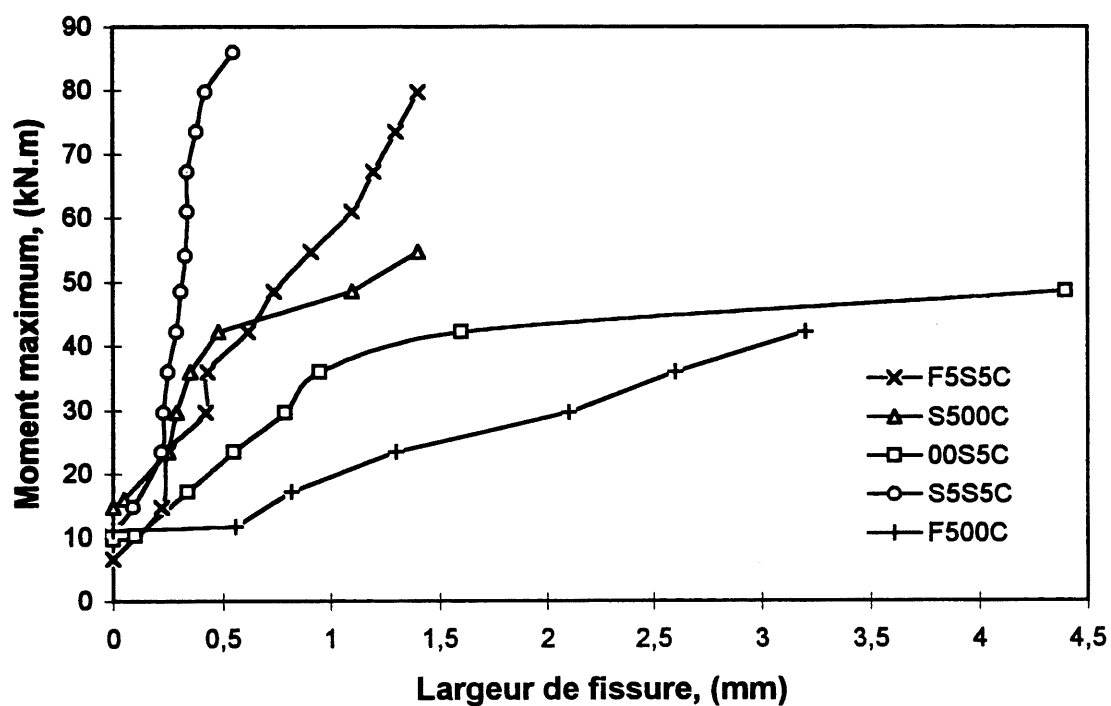


Figure 9.135 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 1C

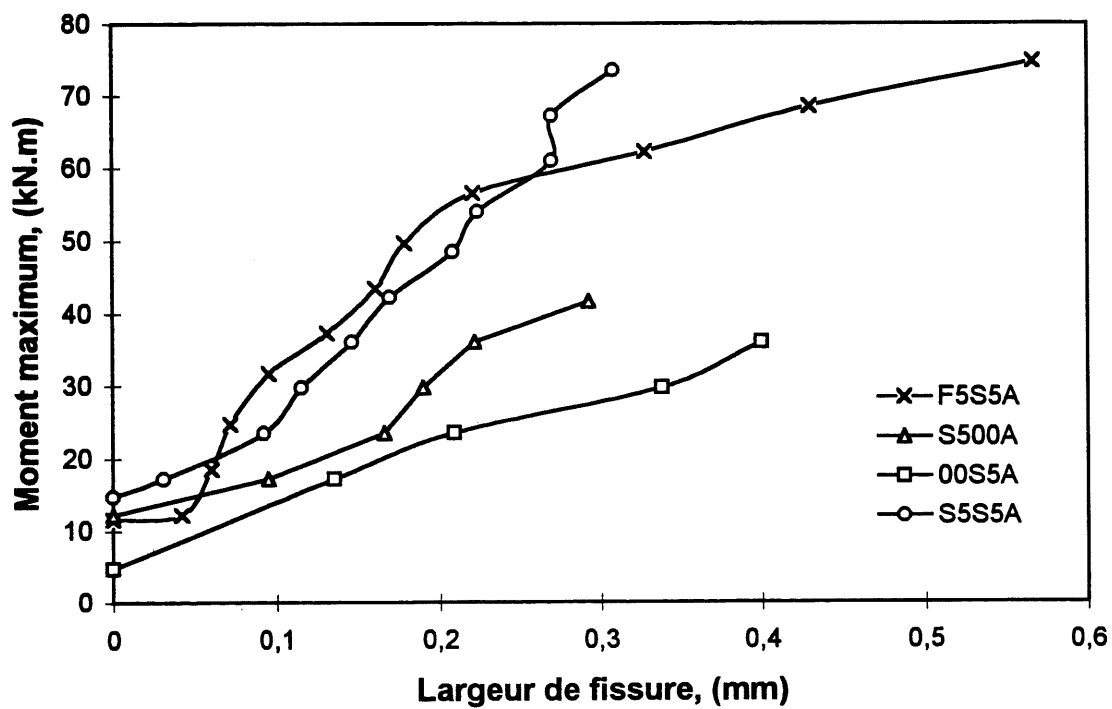


Figure 9.136 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 1A

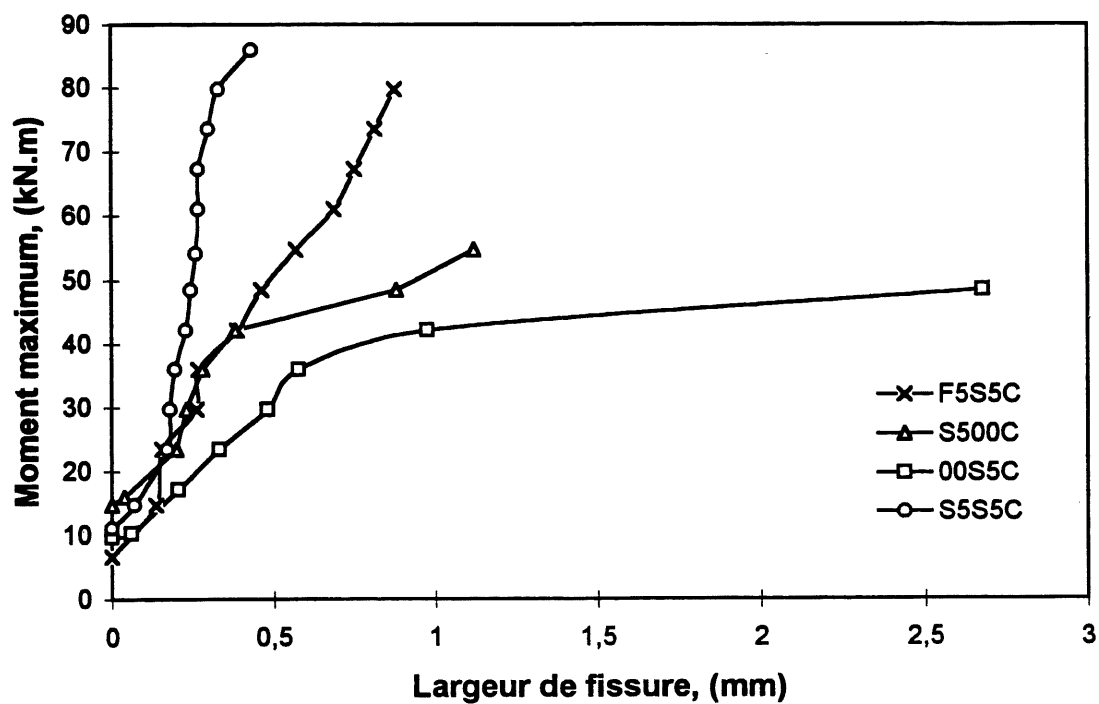


Figure 9.137 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 1C

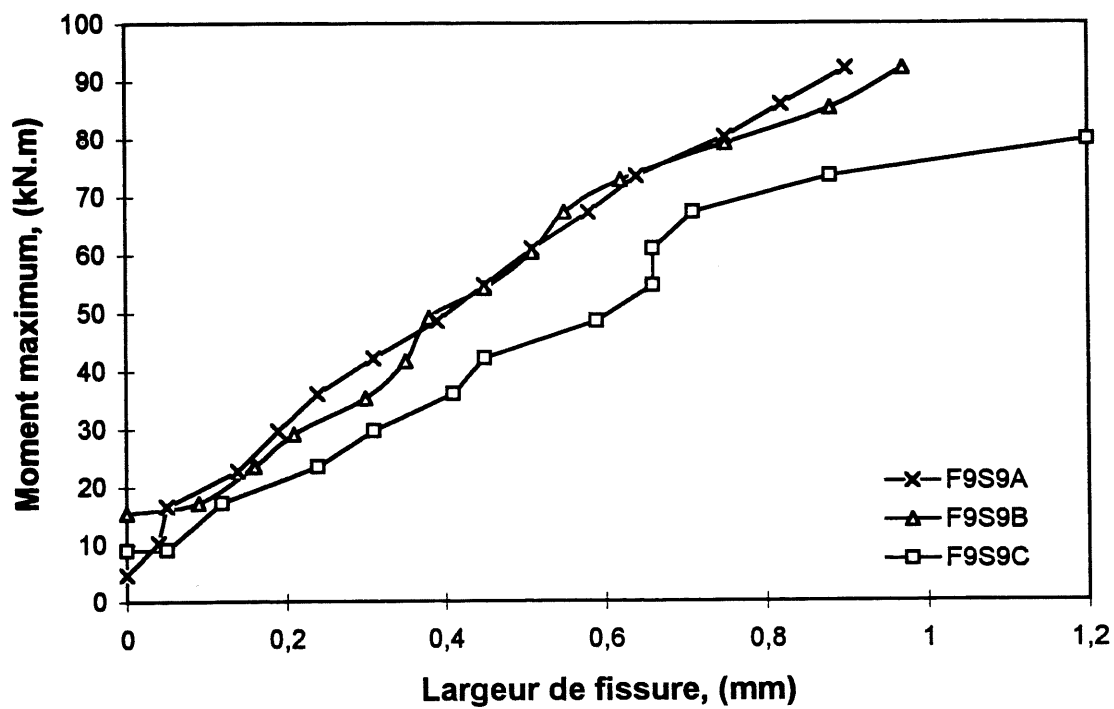


Figure 9.138 Largeur de fissure expérimentale des poutres F9S9

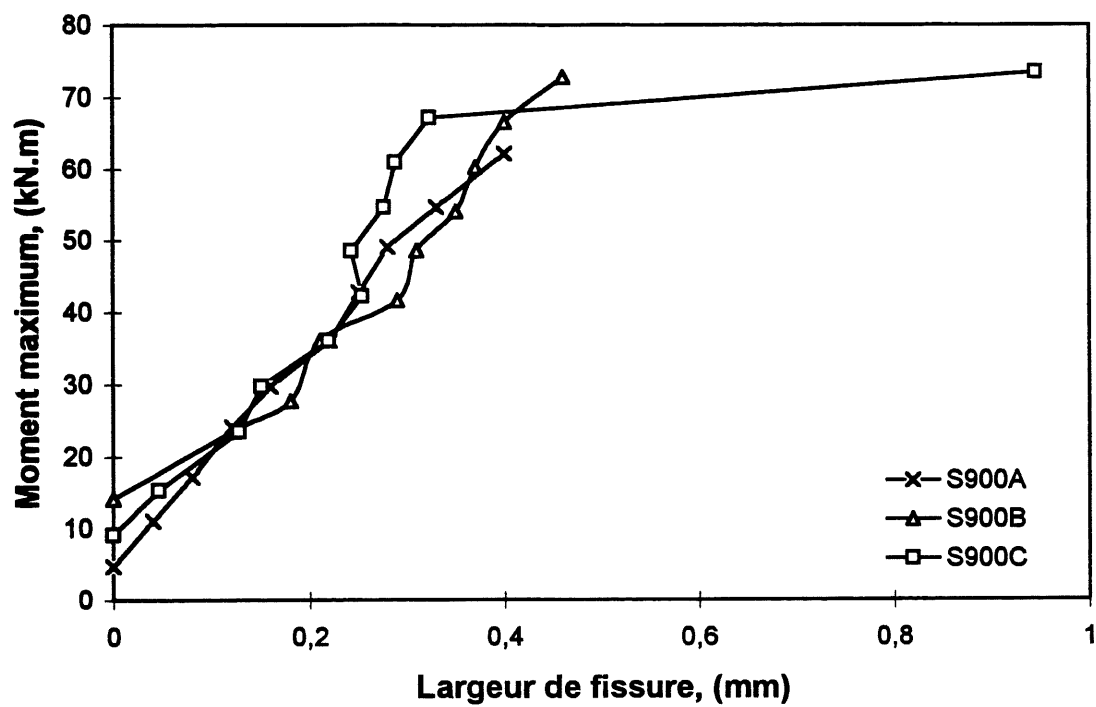


Figure 9.139 Largeur de fissure expérimentale des poutres S900

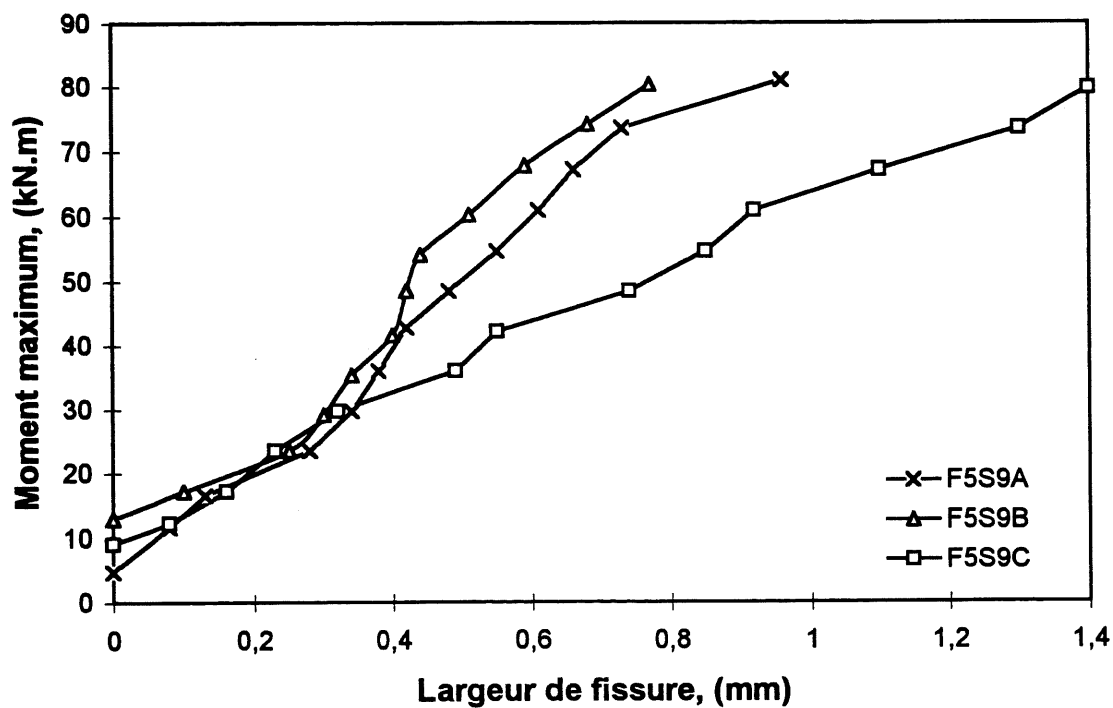


Figure 9.140 Largeur de fissure expérimentale des poutres F5S9

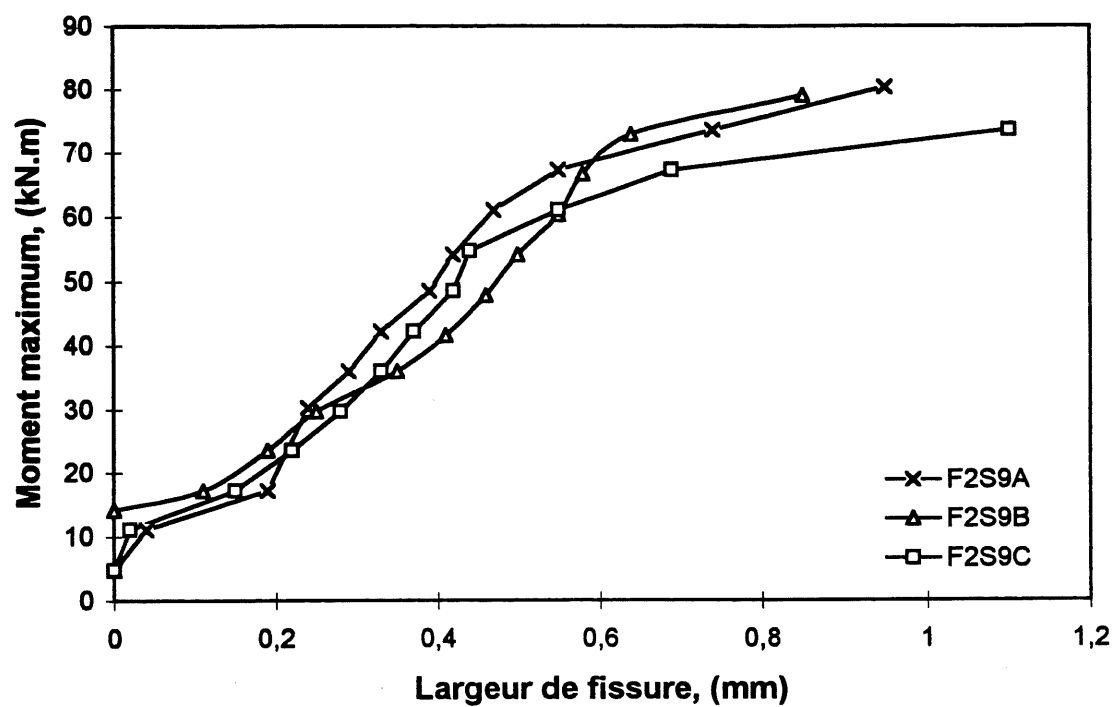


Figure 9.141 Largeur de fissure expérimentale des poutres F2S9

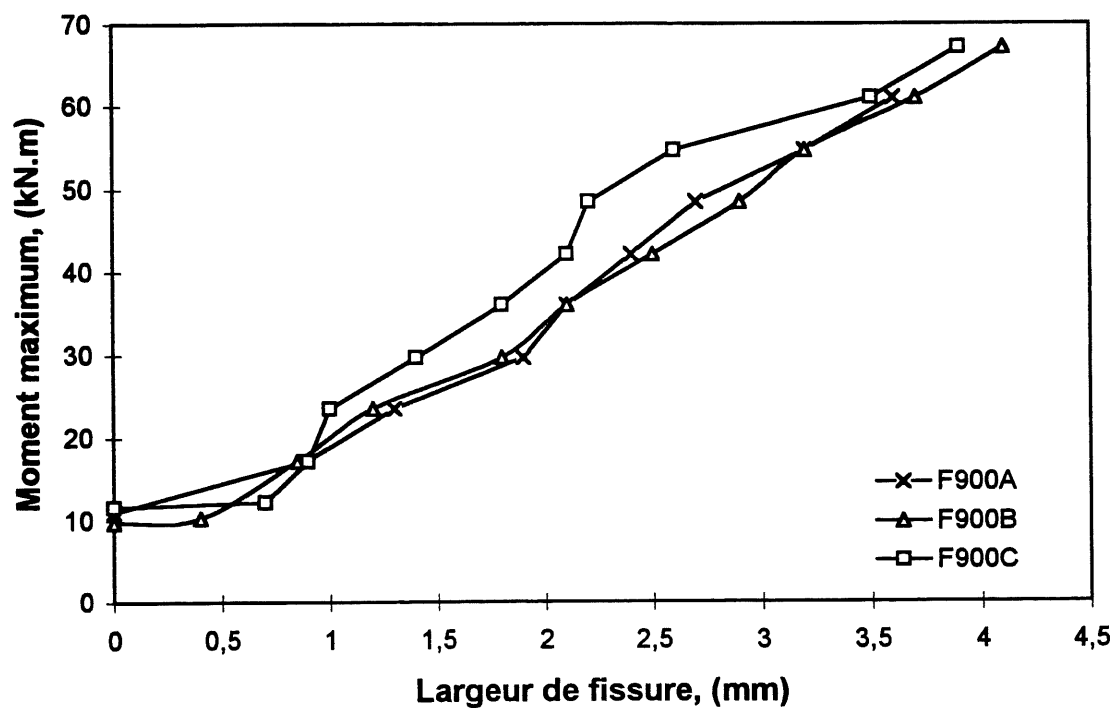


Figure 9.142 Largeur de fissure expérimentale des poutres F900

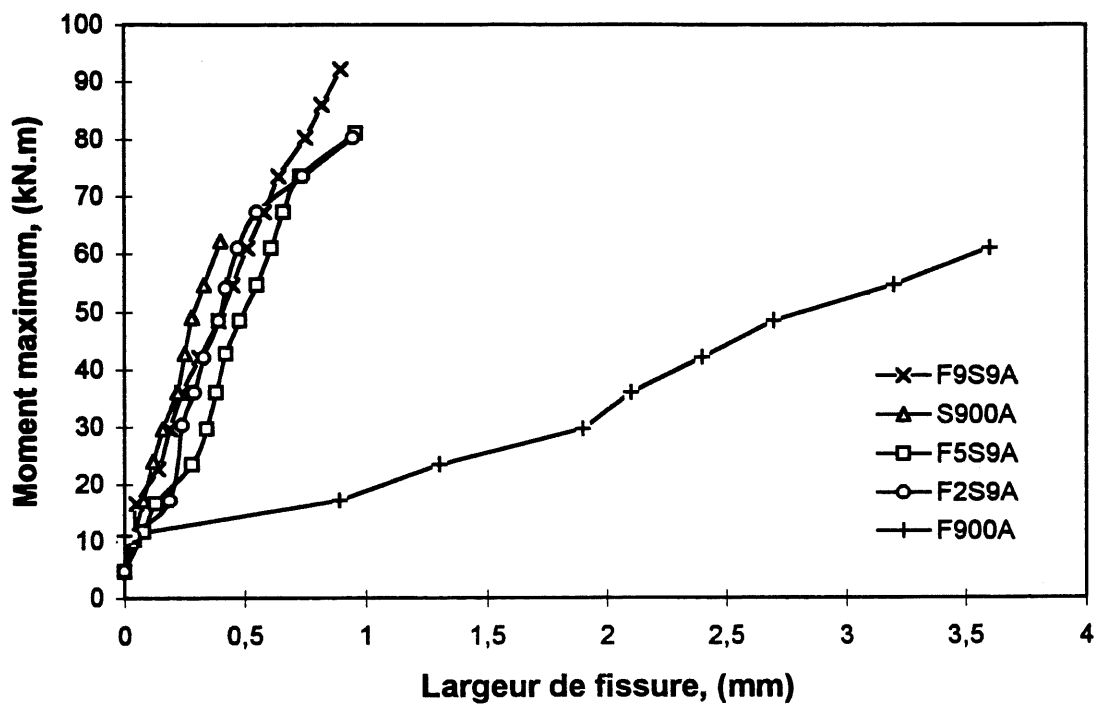


Figure 9.143 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2A

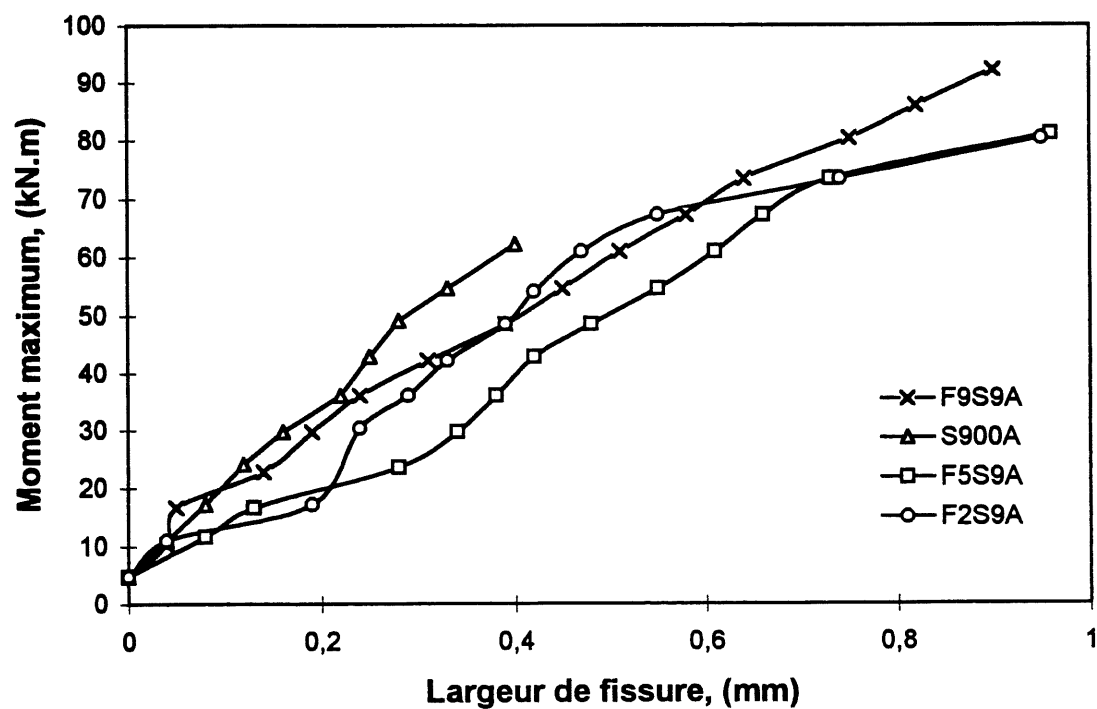


Figure 9.144 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2A

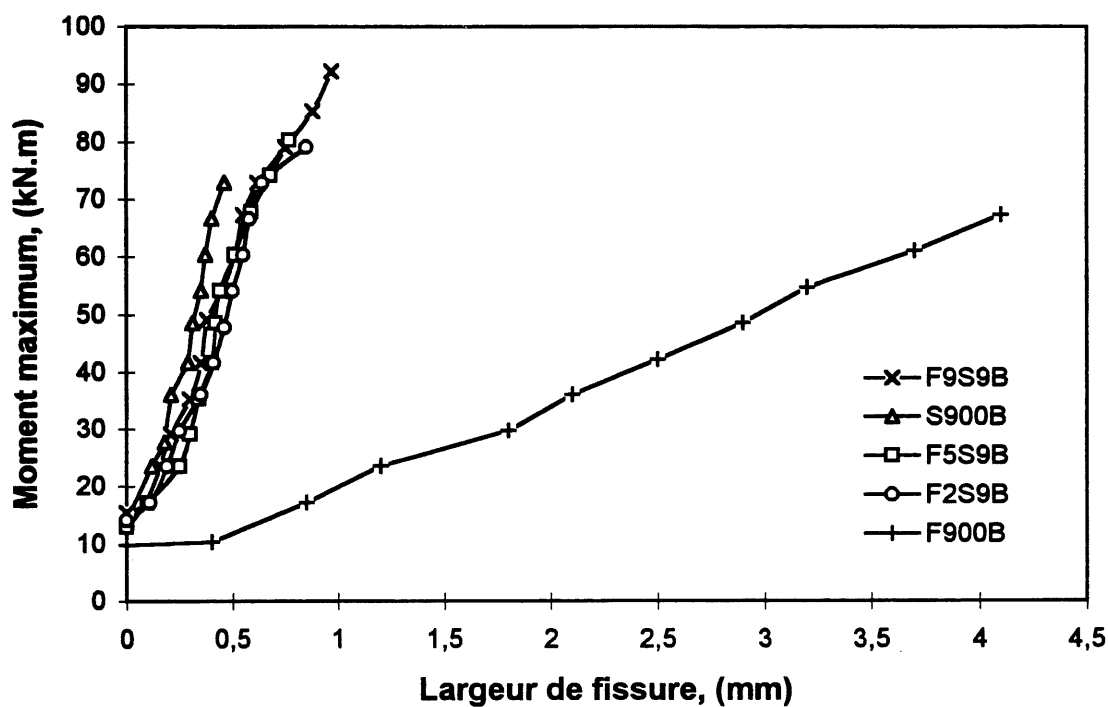


Figure 9.145 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2B

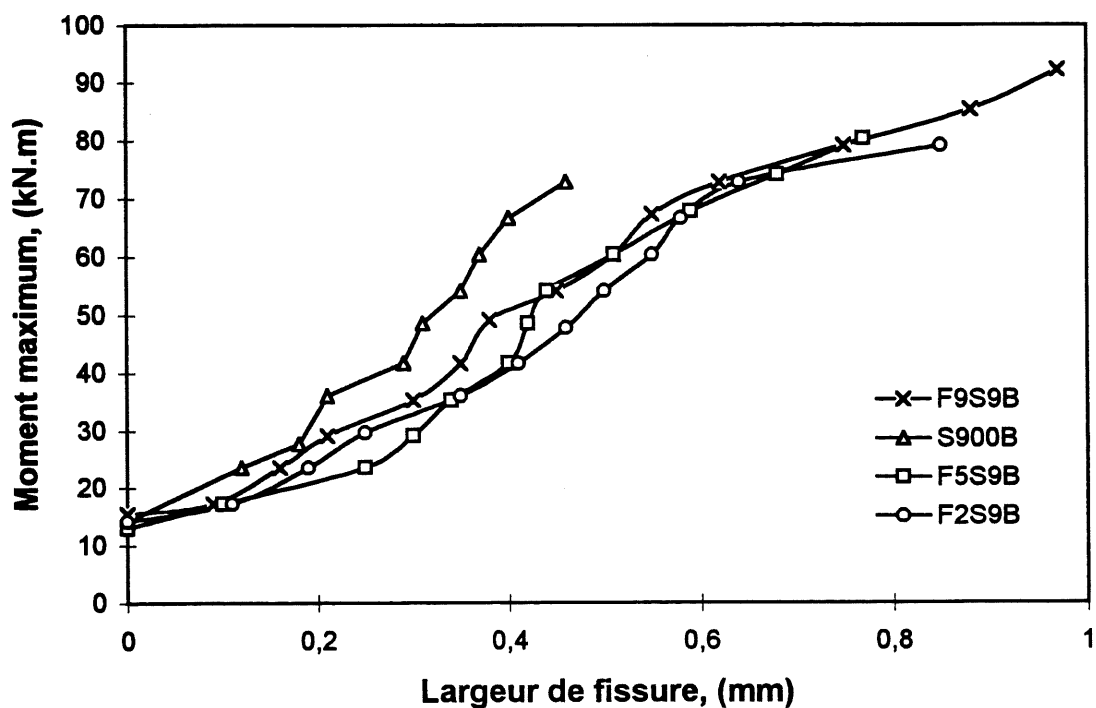


Figure 9.146 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2B

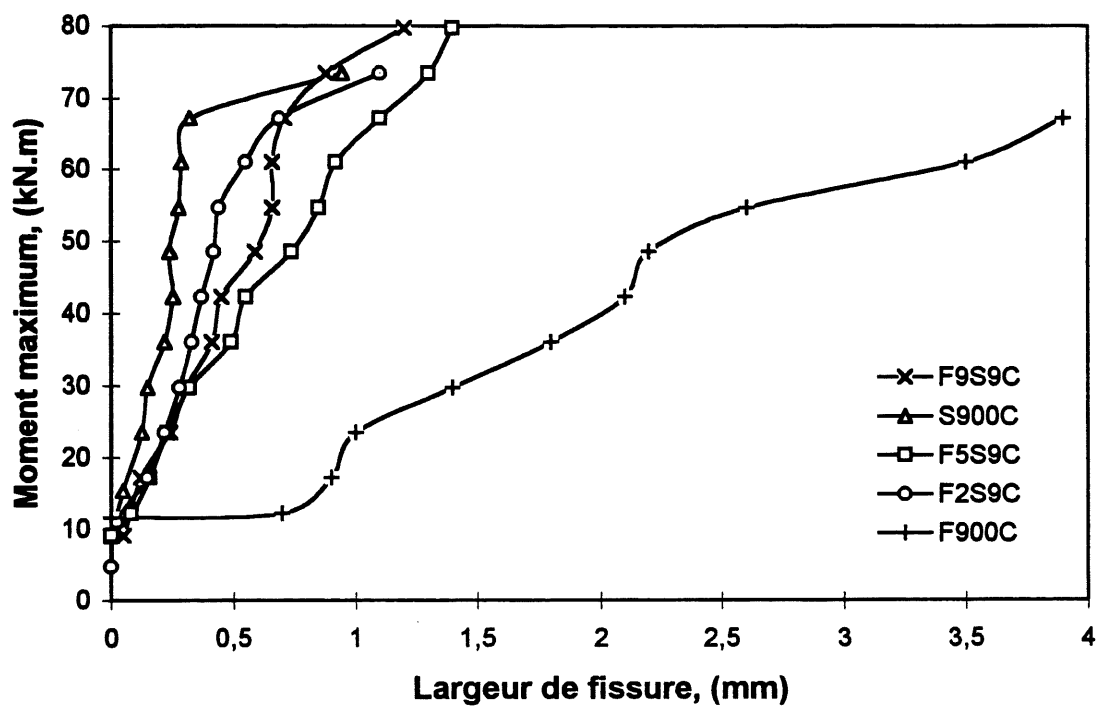


Figure 9.147 Comparaison des largeurs de fissure des poutres de la série 2C

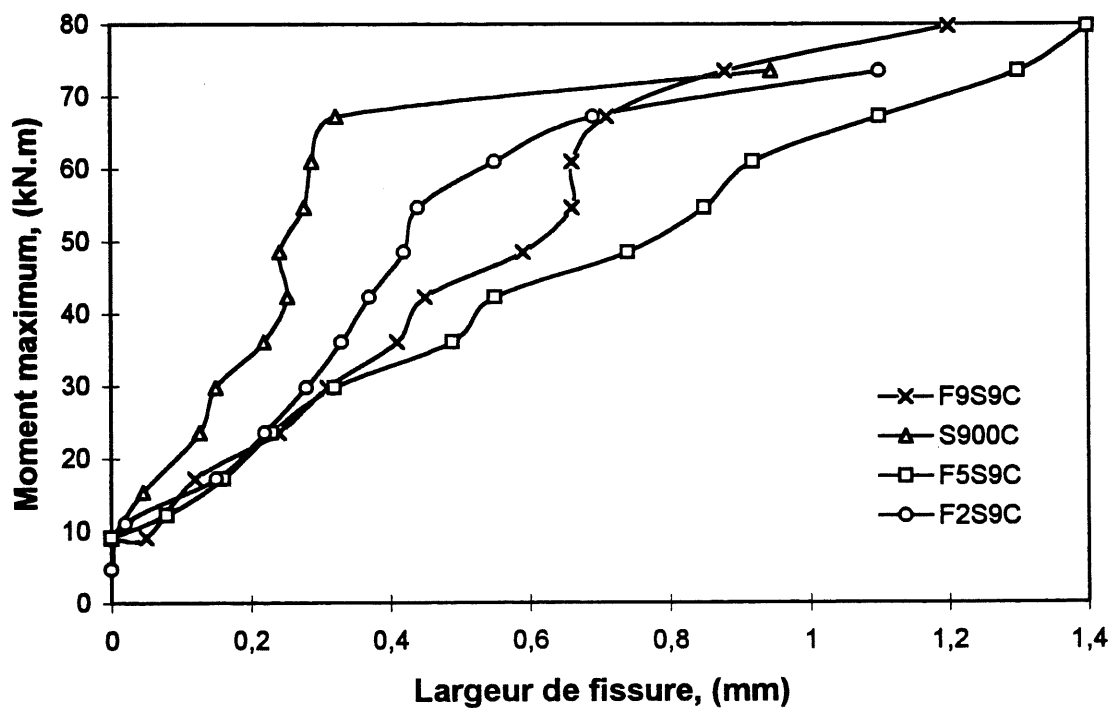


Figure 9.148 Comparaison des largeurs de fissure des poutres contenant de l'acier de la série 2C

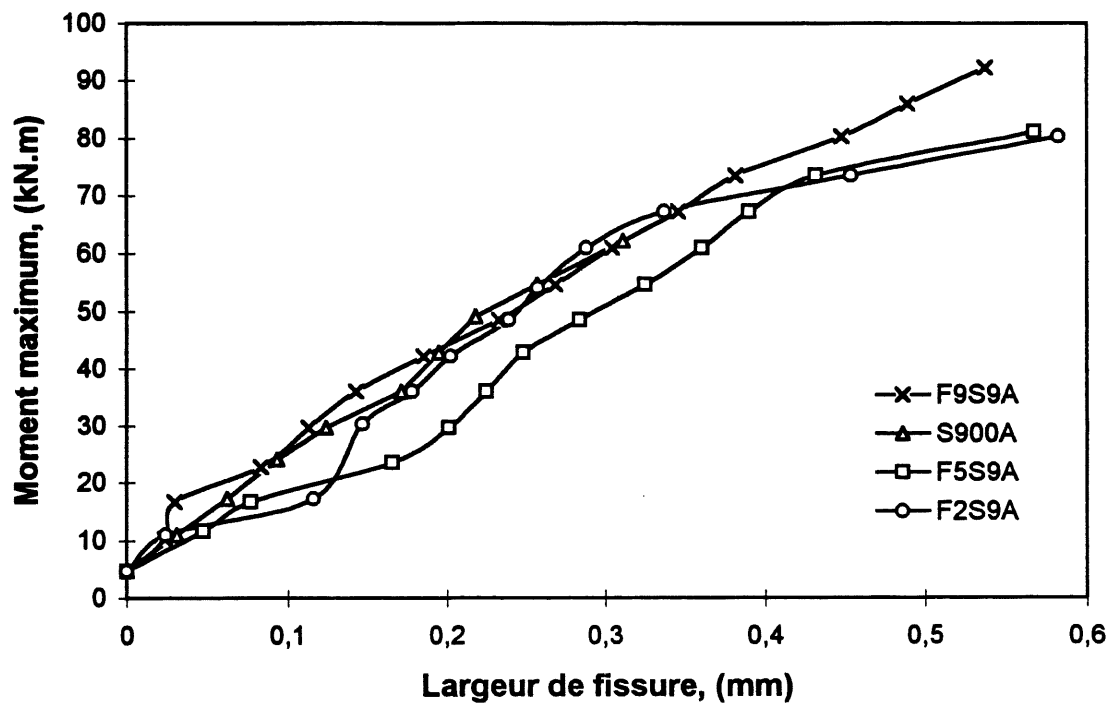


Figure 9.149 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2A

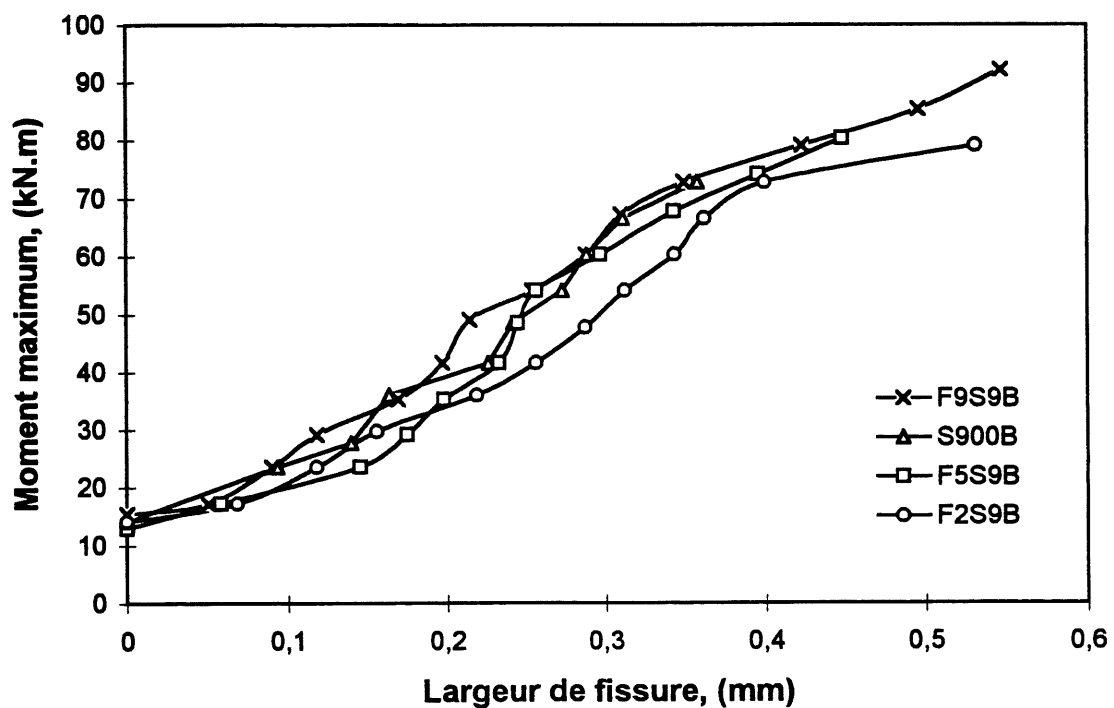


Figure 9.150 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2B



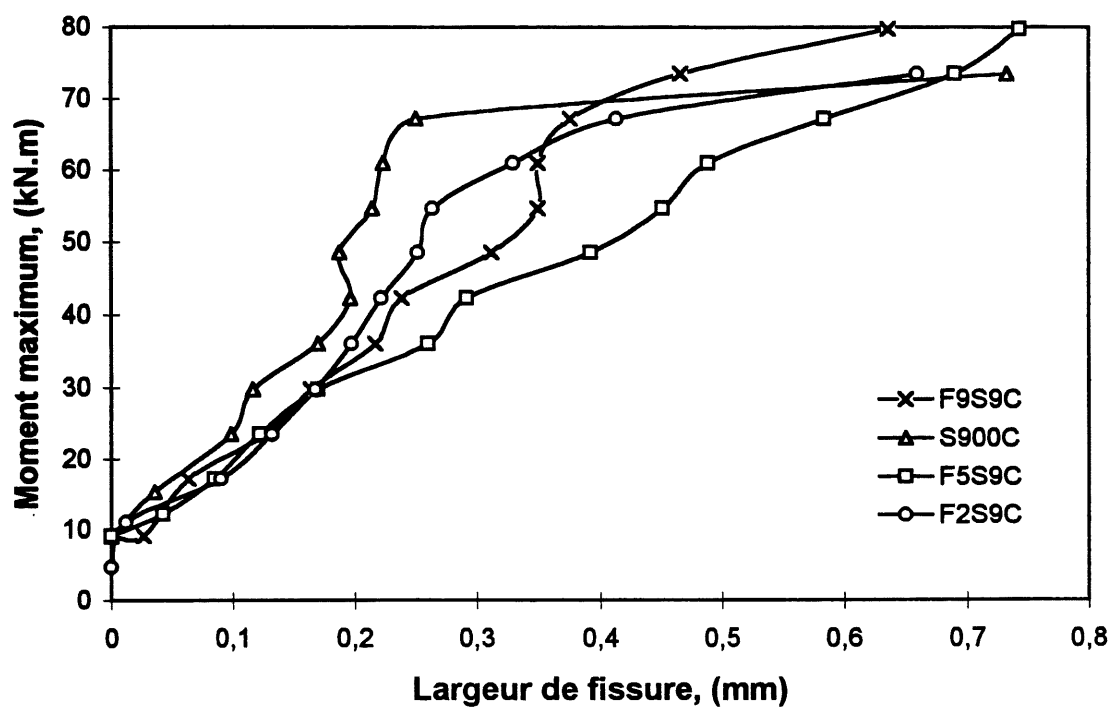


Figure 9.151 Comparaison des largeurs de fissure à la hauteur de l'acier des poutres de la série 2C

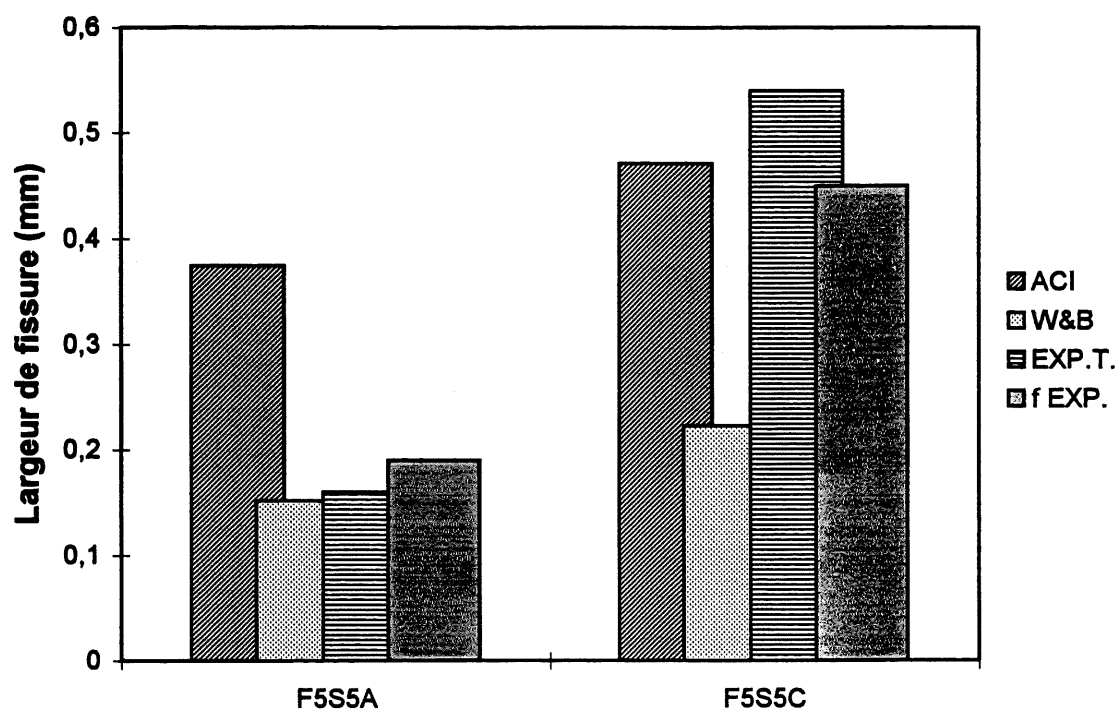


Figure 9.152 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F5S5)

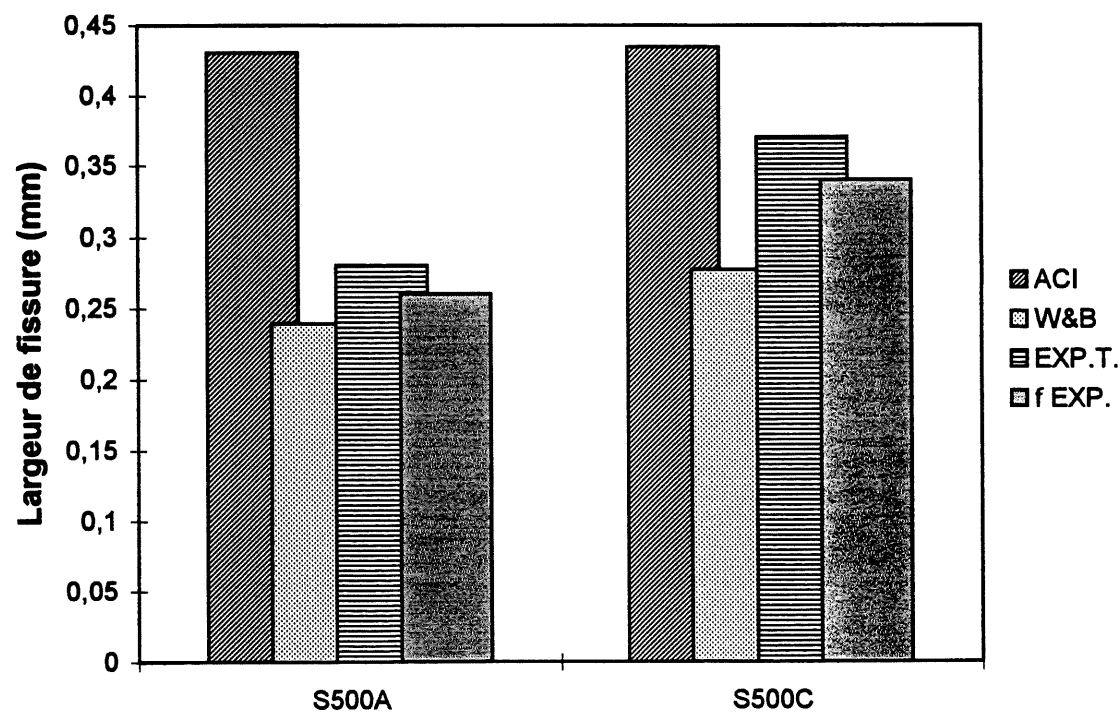


Figure 9.153 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S500)

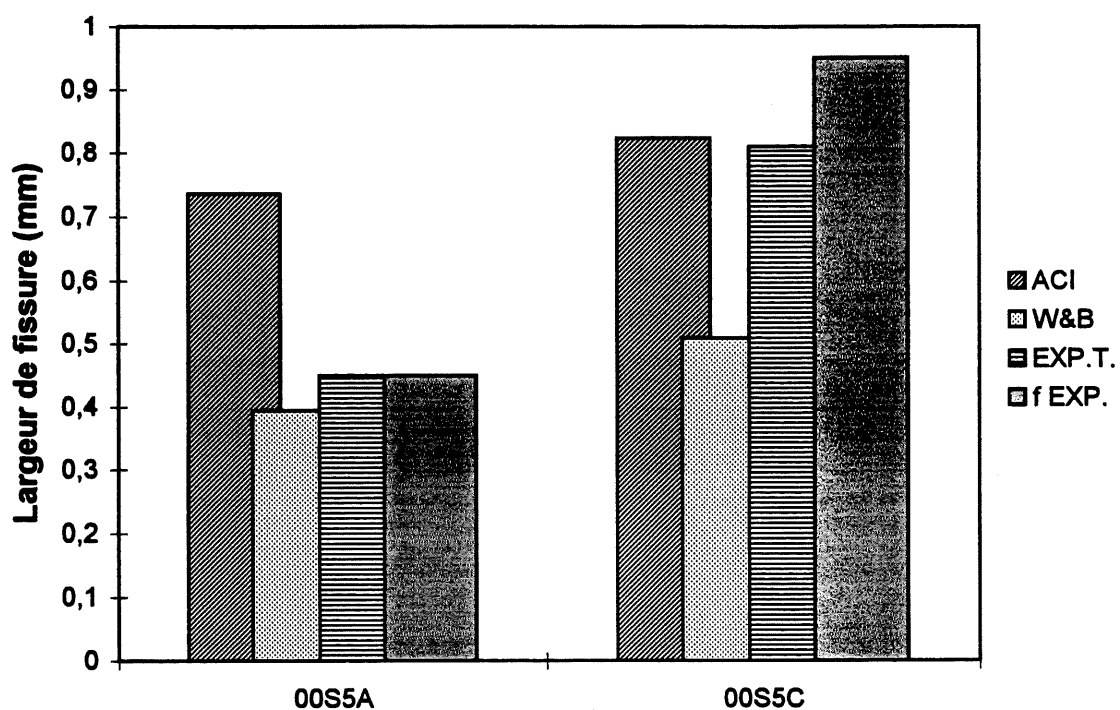


Figure 9.154 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres 00S5)

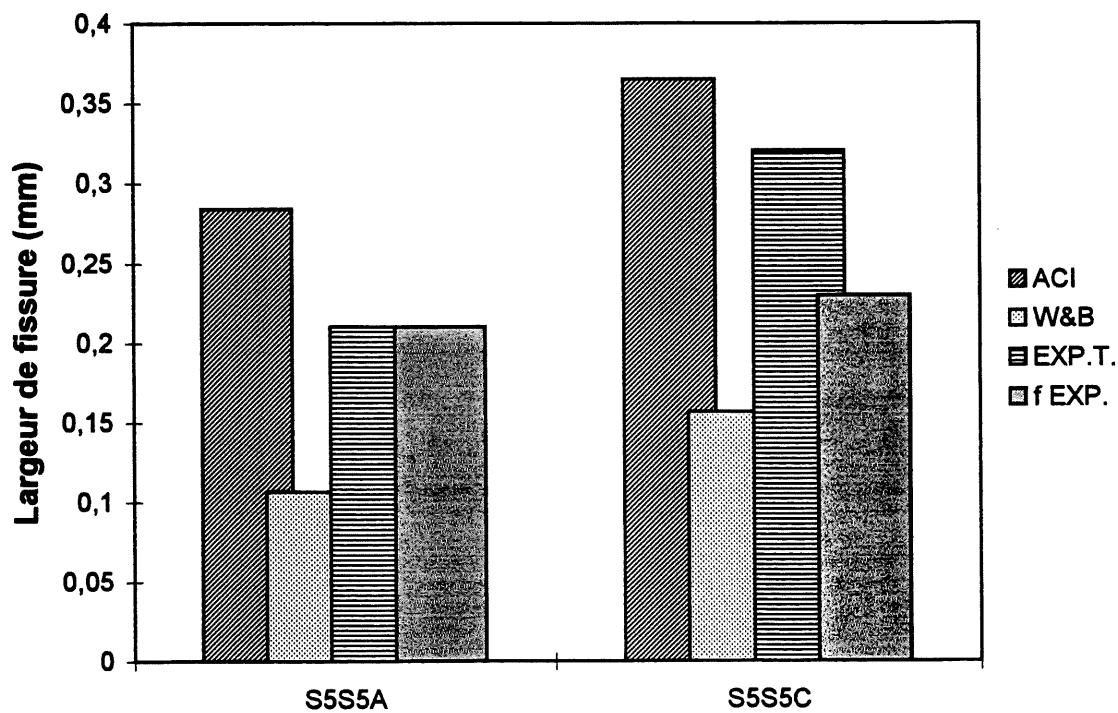


Figure 9.155 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S5S5)

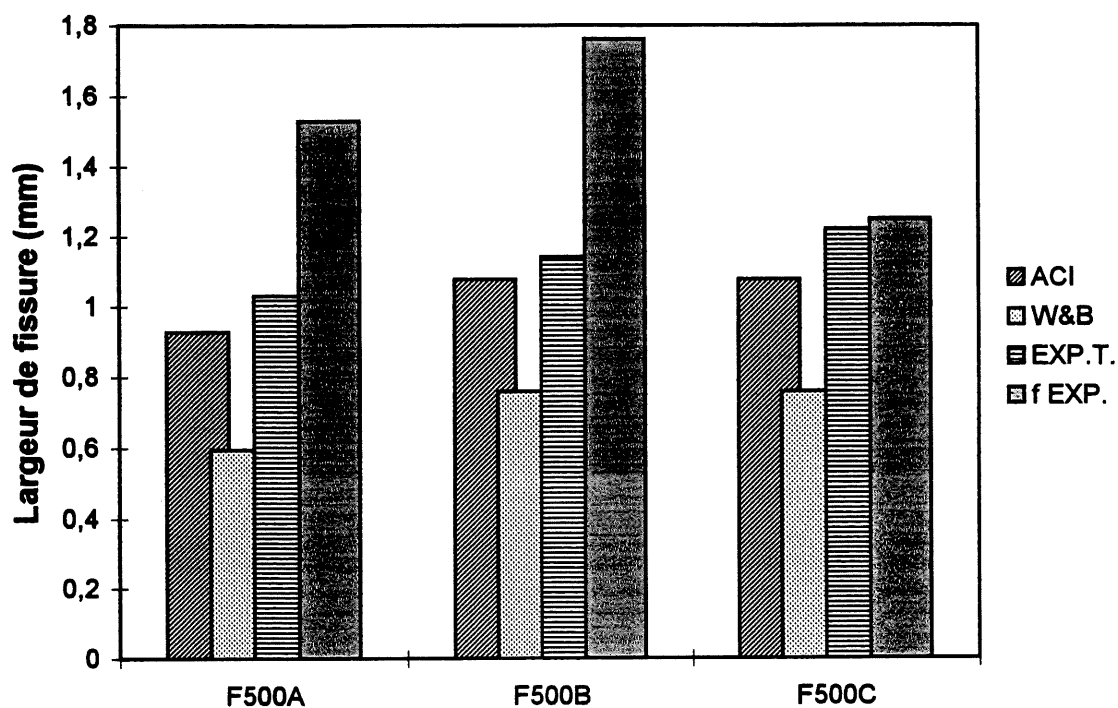


Figure 9.156 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F500)

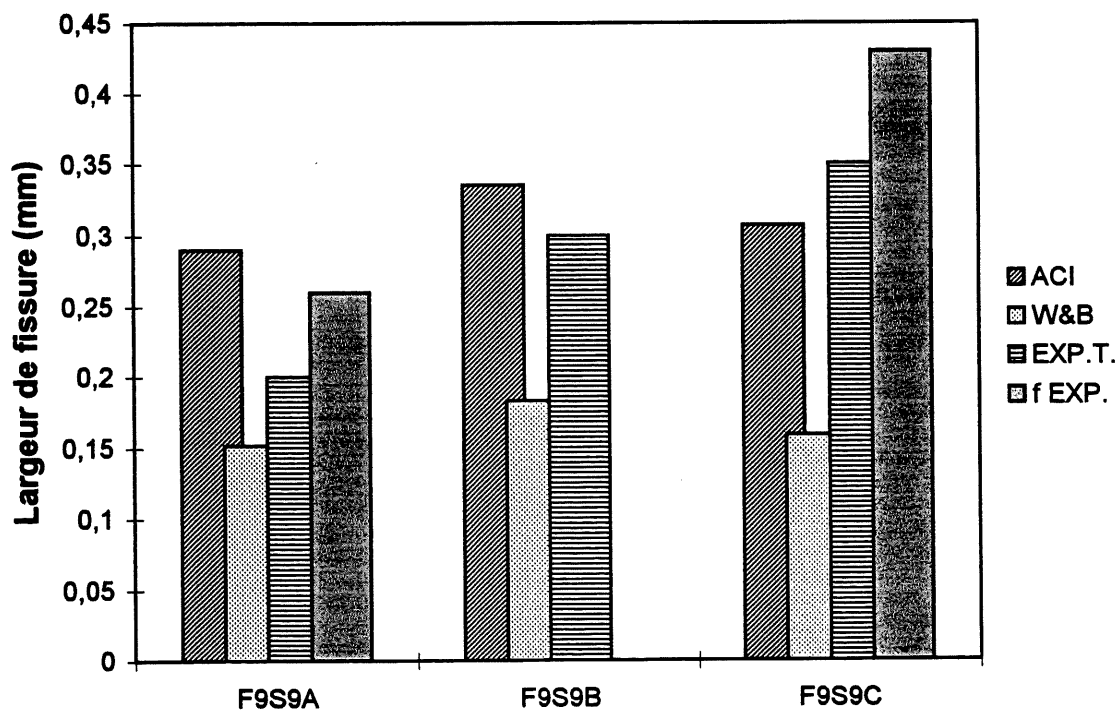


Figure 9.157 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F9S9)

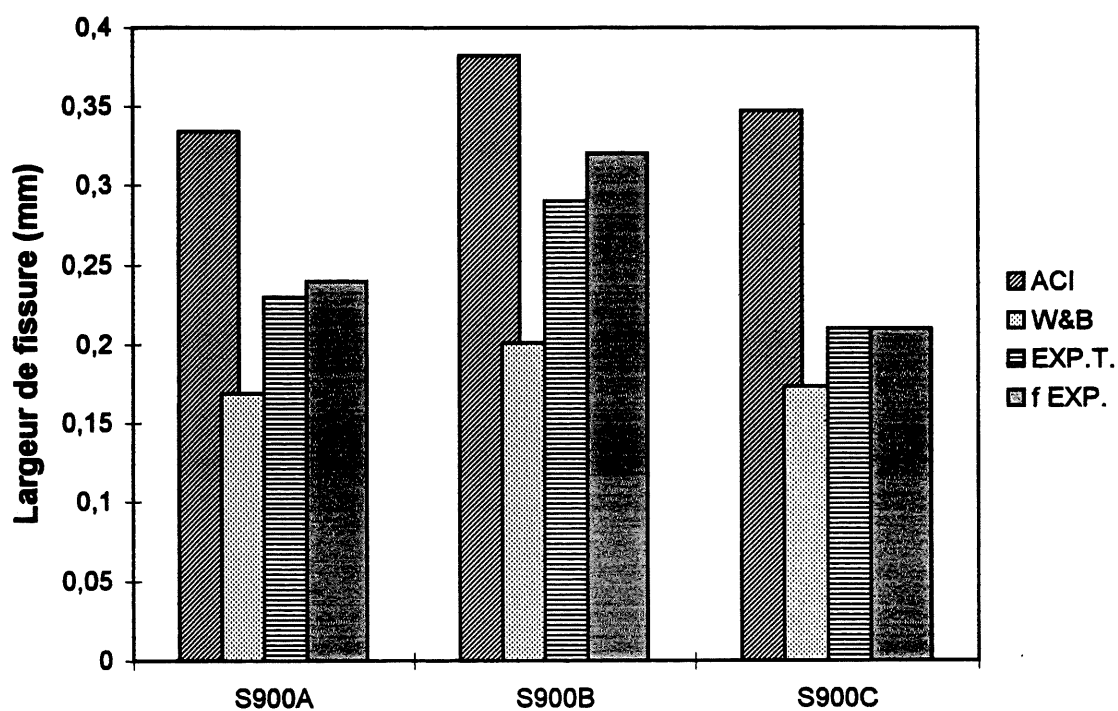


Figure 9.158 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres S900)

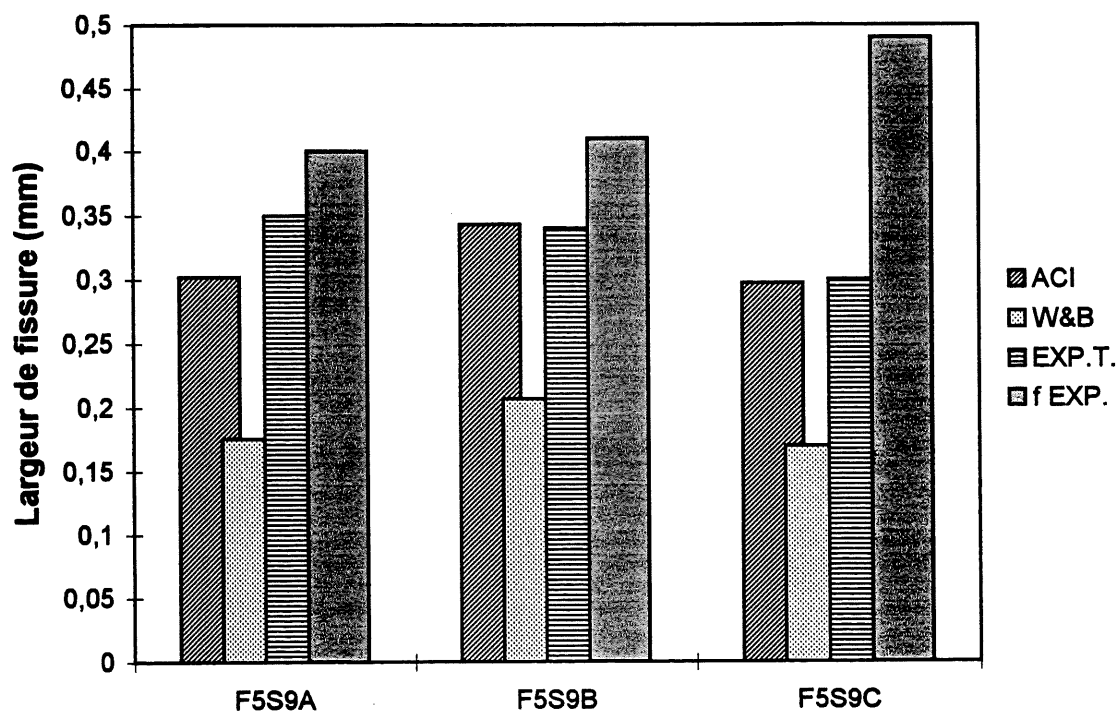


Figure 9.159 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F5S9)

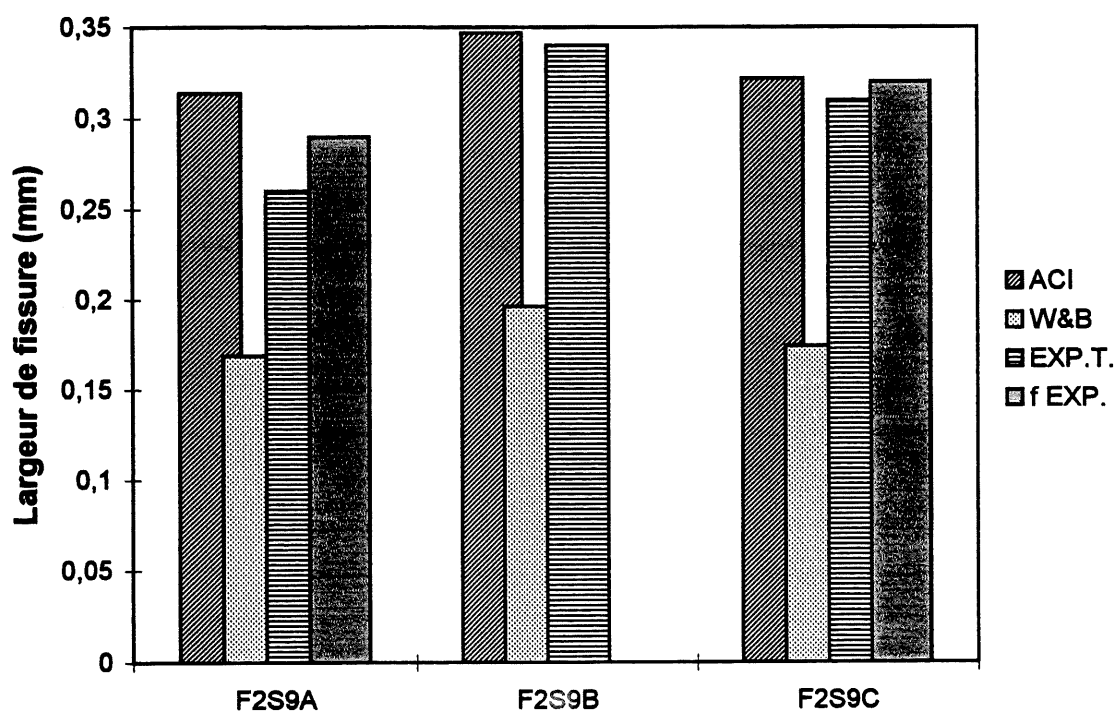


Figure 9.160 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F2S9)

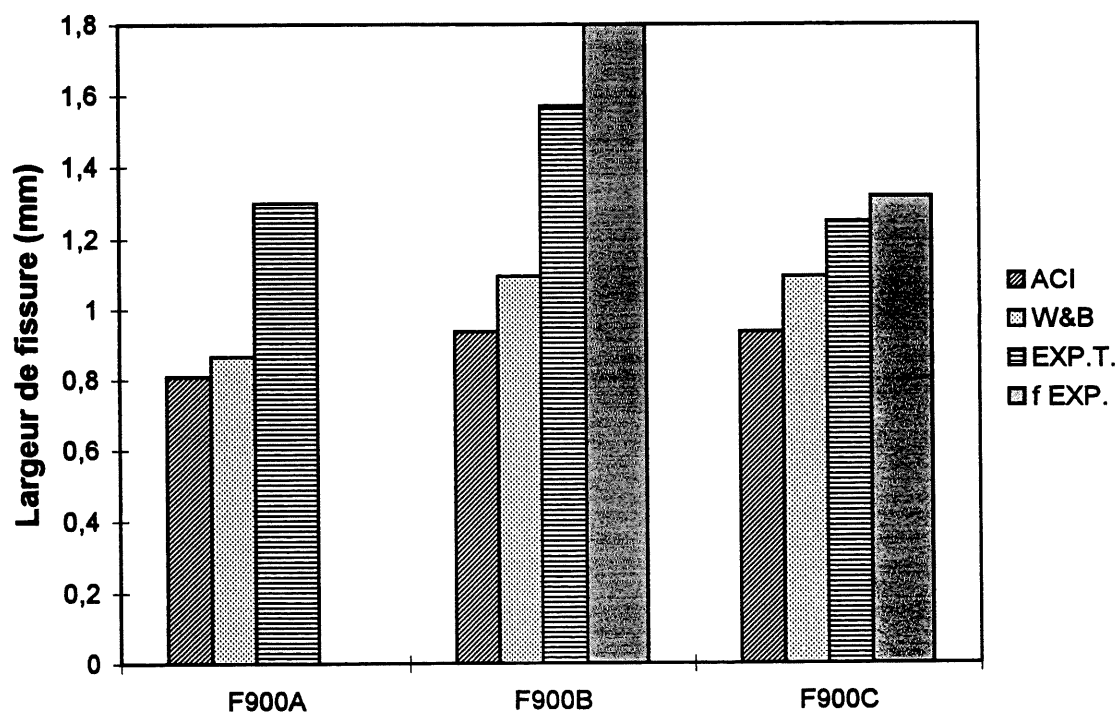


Figure 9.161 Largeurs de fissure expérimentales et théoriques au moment de service (poutres F900)

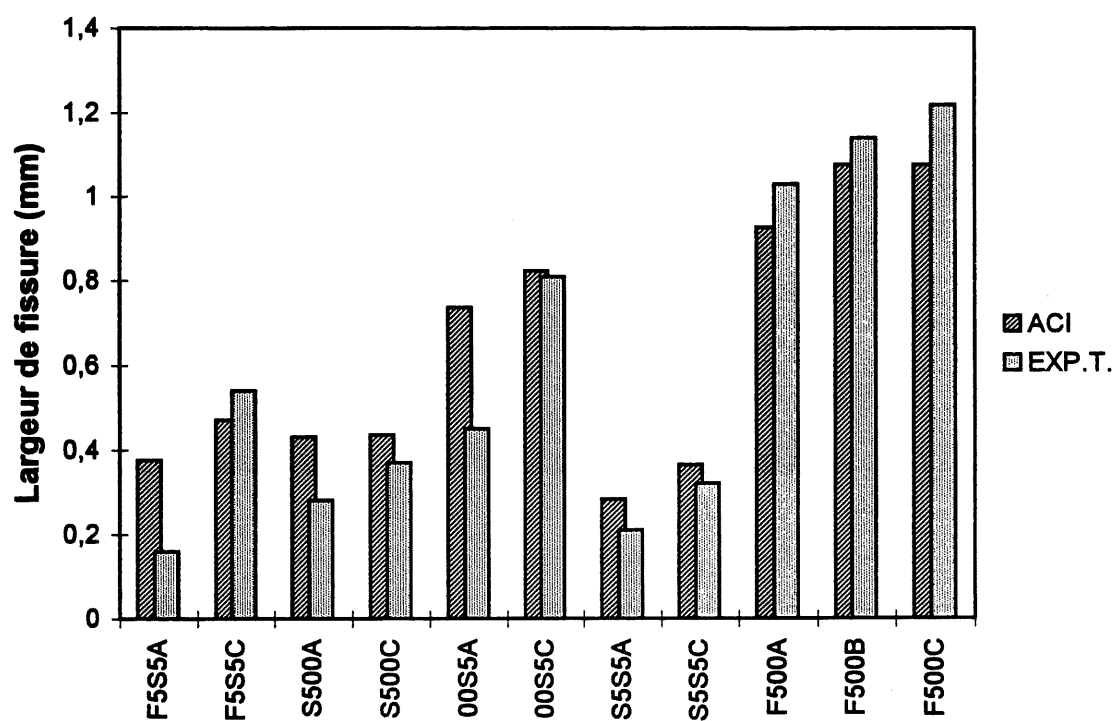


Figure 9.162 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques (poutres série 1)

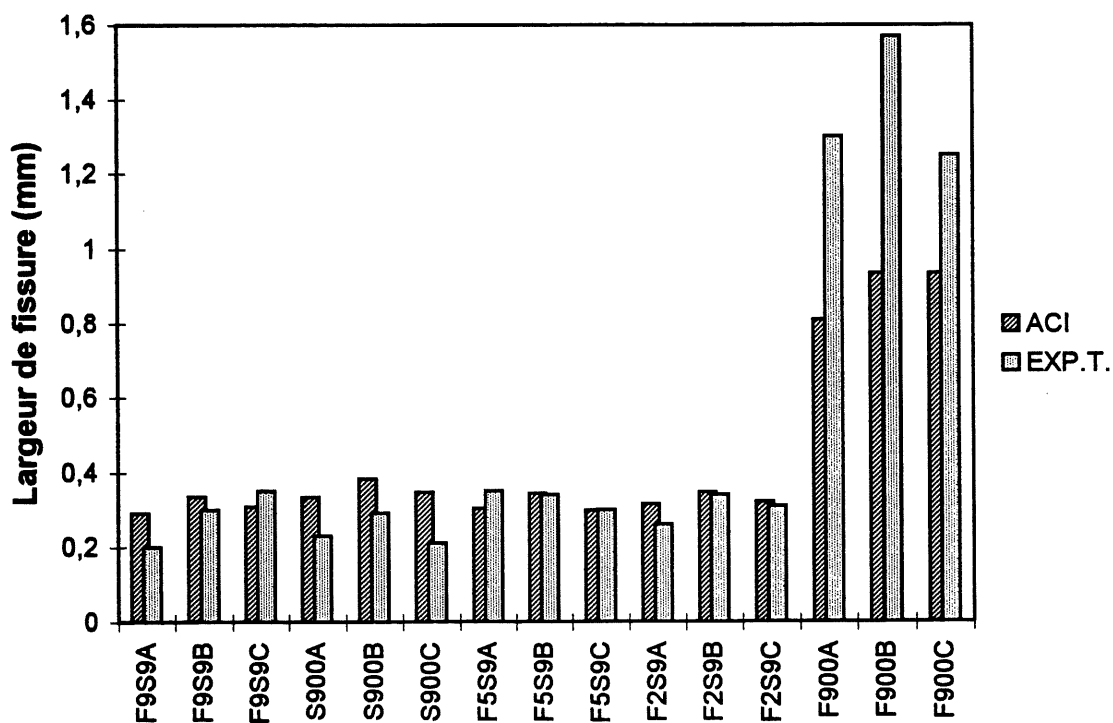


Figure 9.163 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques (poutres série 2)

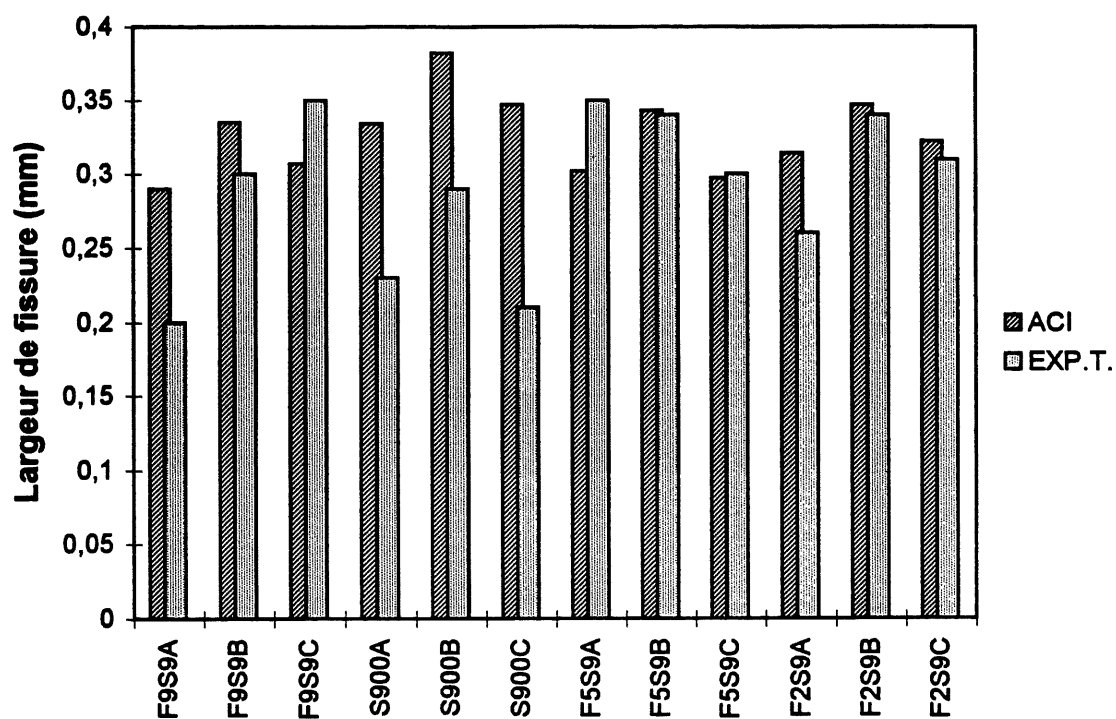


Figure 9.164 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques des poutres de la série 2 contenant de l'acier



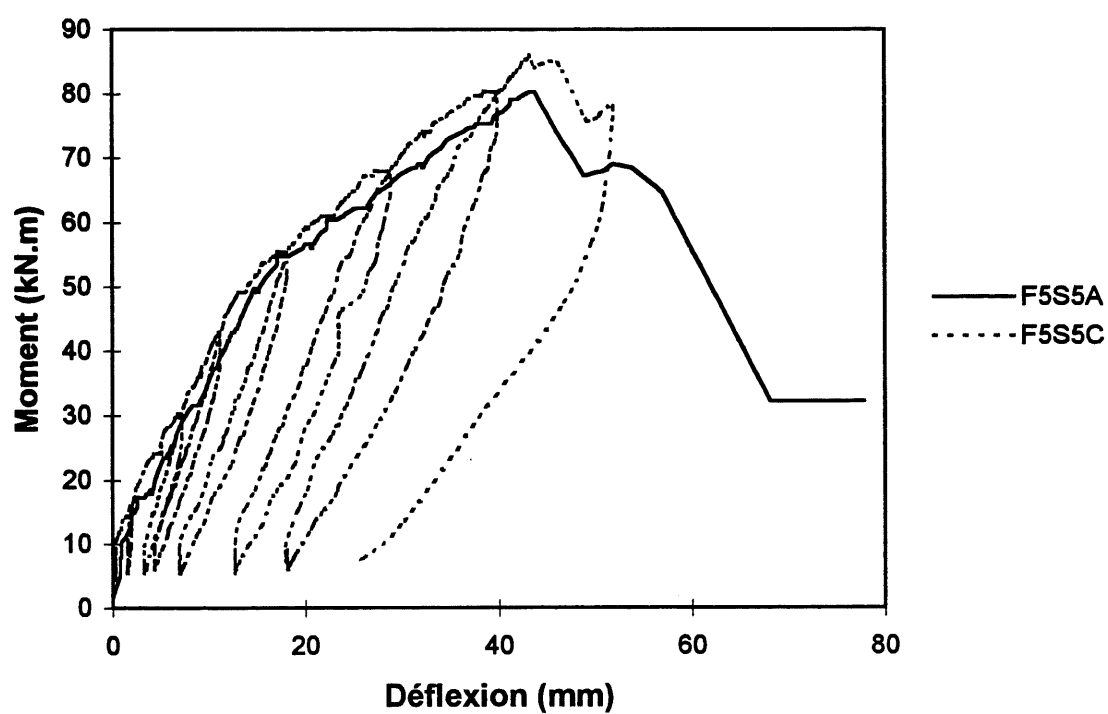


Figure 9.165 Déflexion expérimentale des poutres F5S5

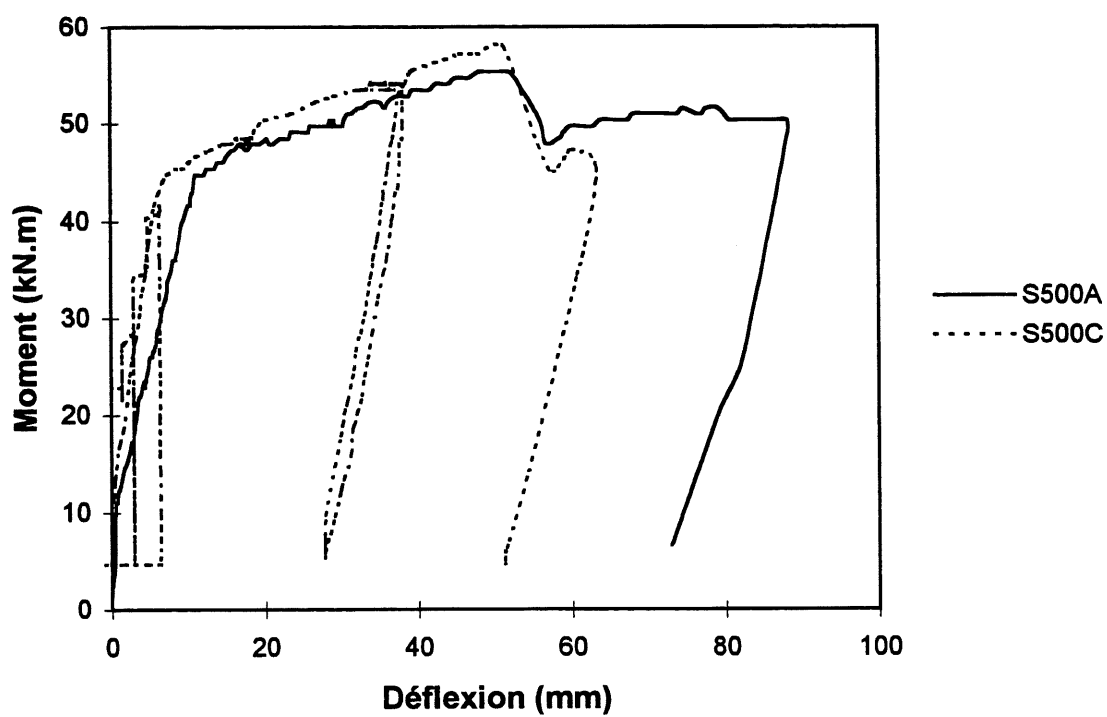


Figure 9.166 Déflexion expérimentale des poutres S500

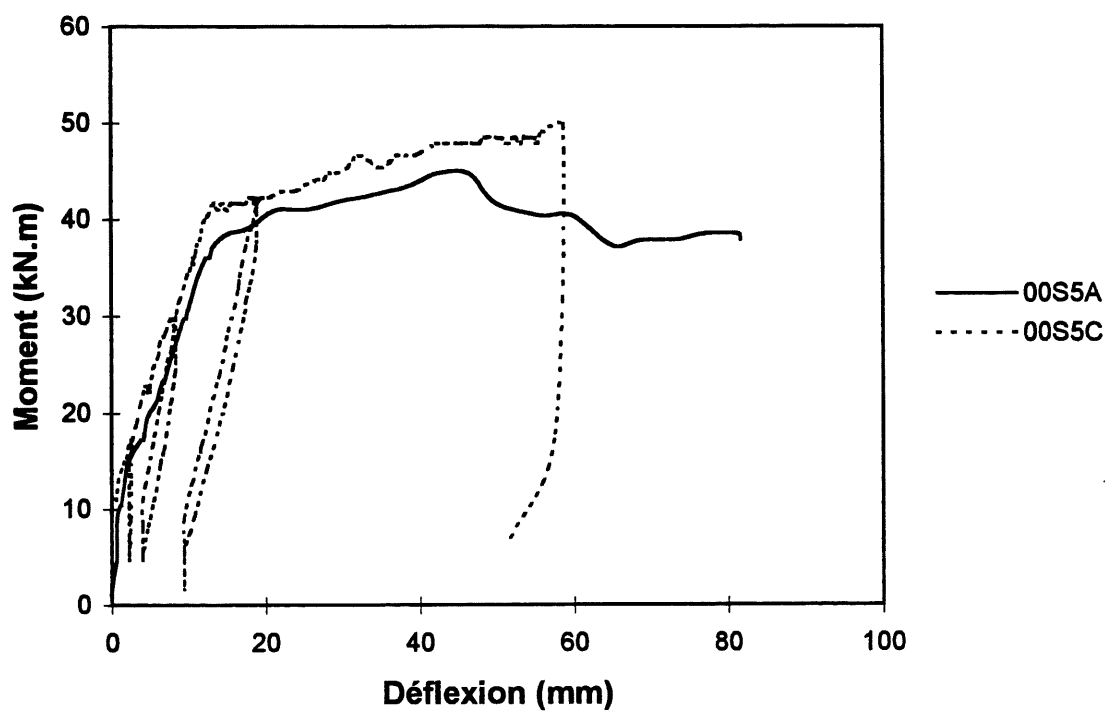


Figure 9.167 Déflexion expérimentale des poutres 00S5

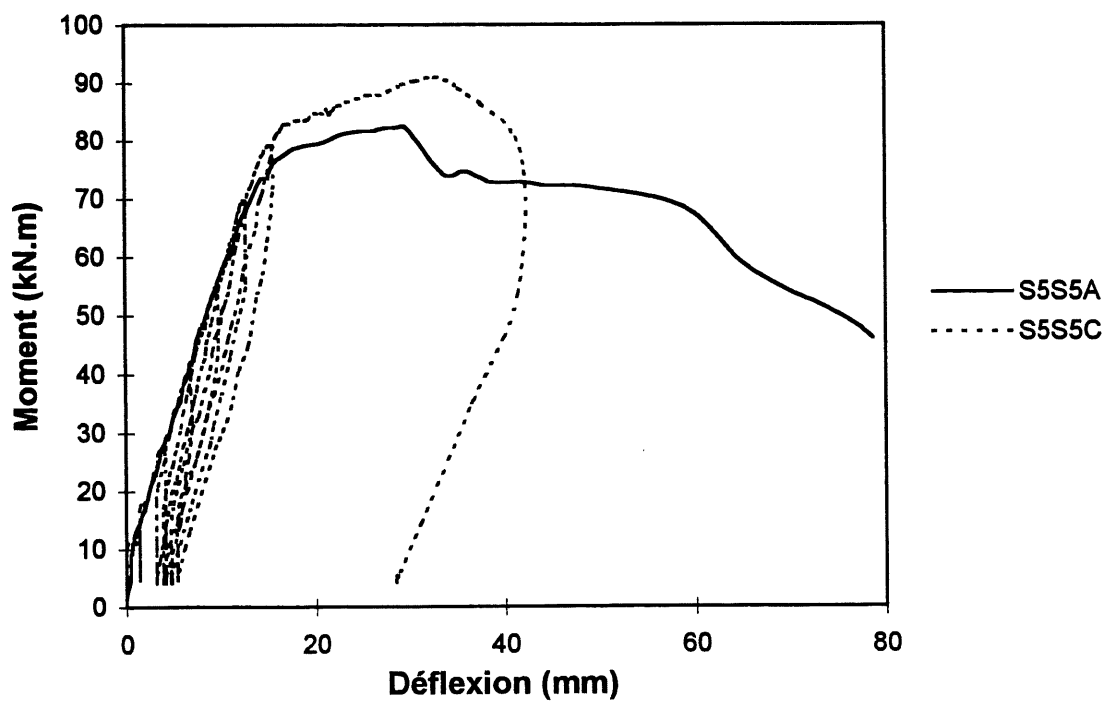


Figure 9.168 Déflexion expérimentale des poutres S5S5

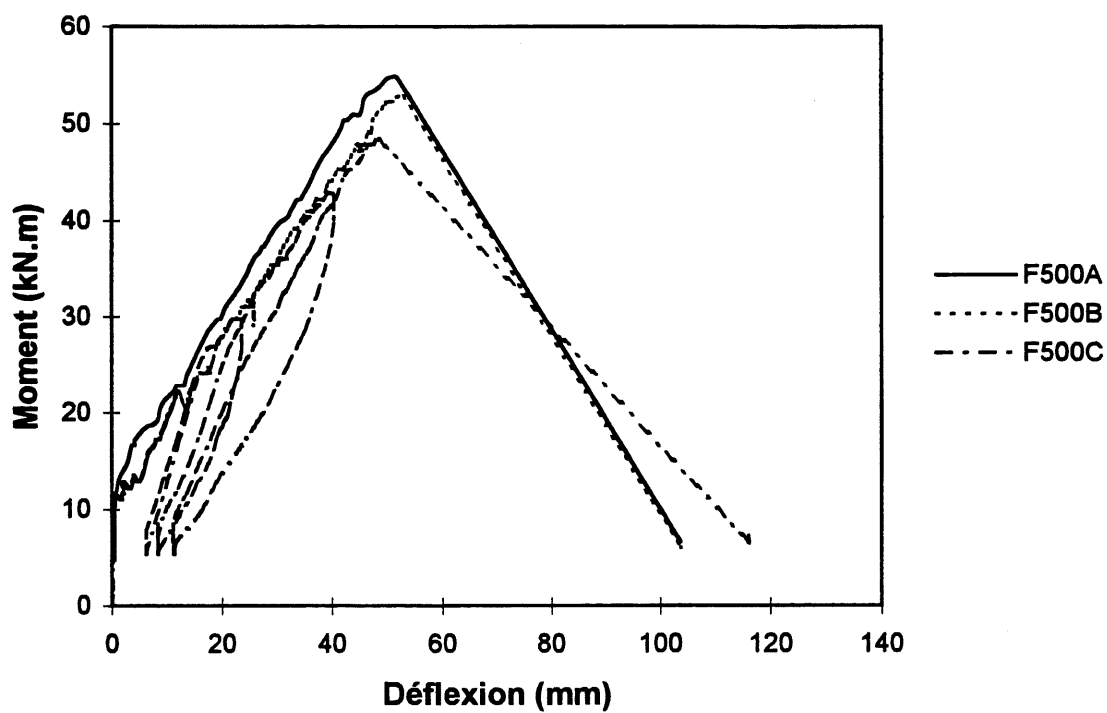


Figure 9.169 Déflexion expérimentale des poutres F500

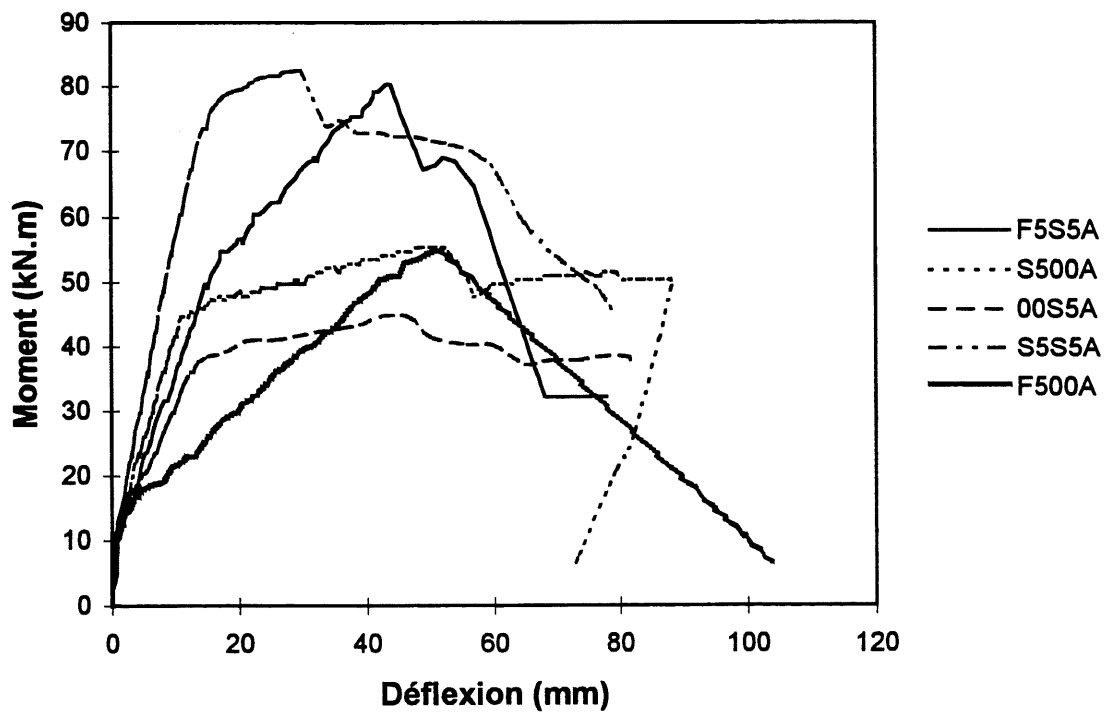


Figure 9.170 Comparaison de la déflexion des poutres de la série 1A

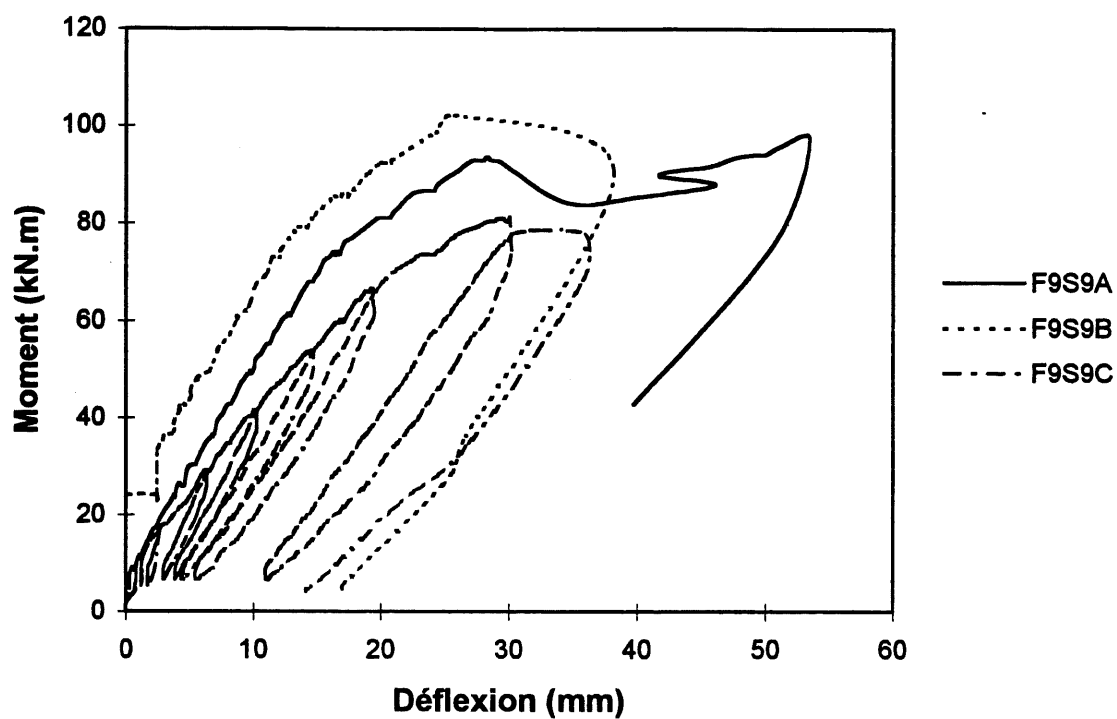


Figure 9.171 Déflexion expérimentale des poutres F9S9

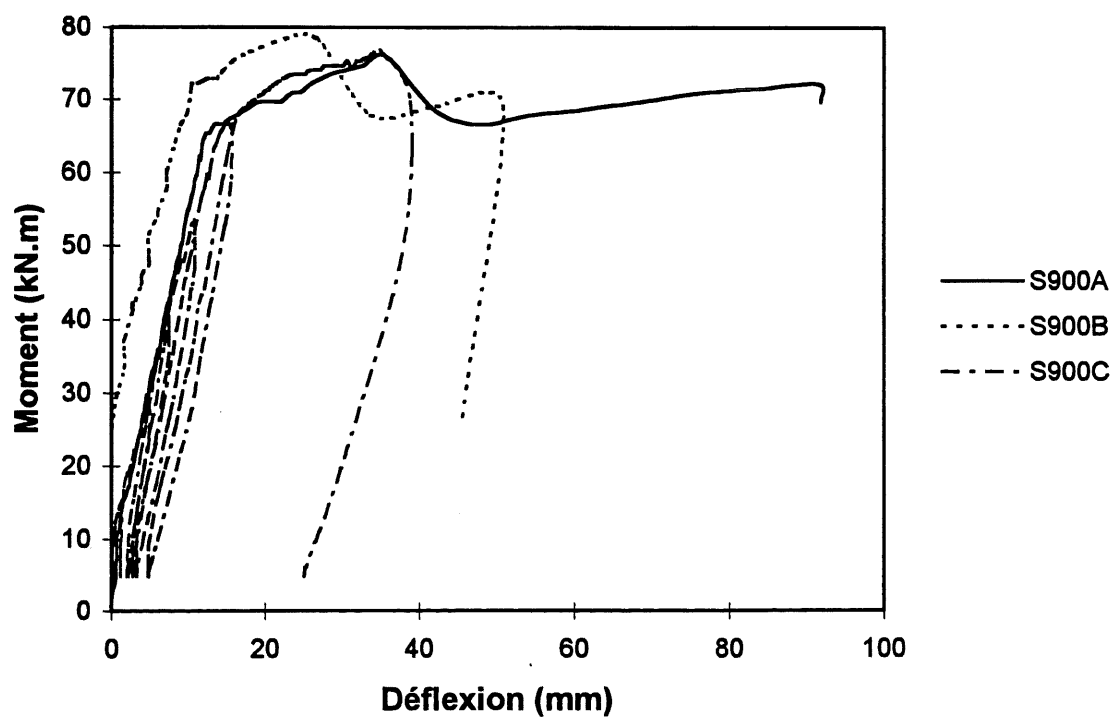


Figure 9.172 Déflexion expérimentale des poutres S900

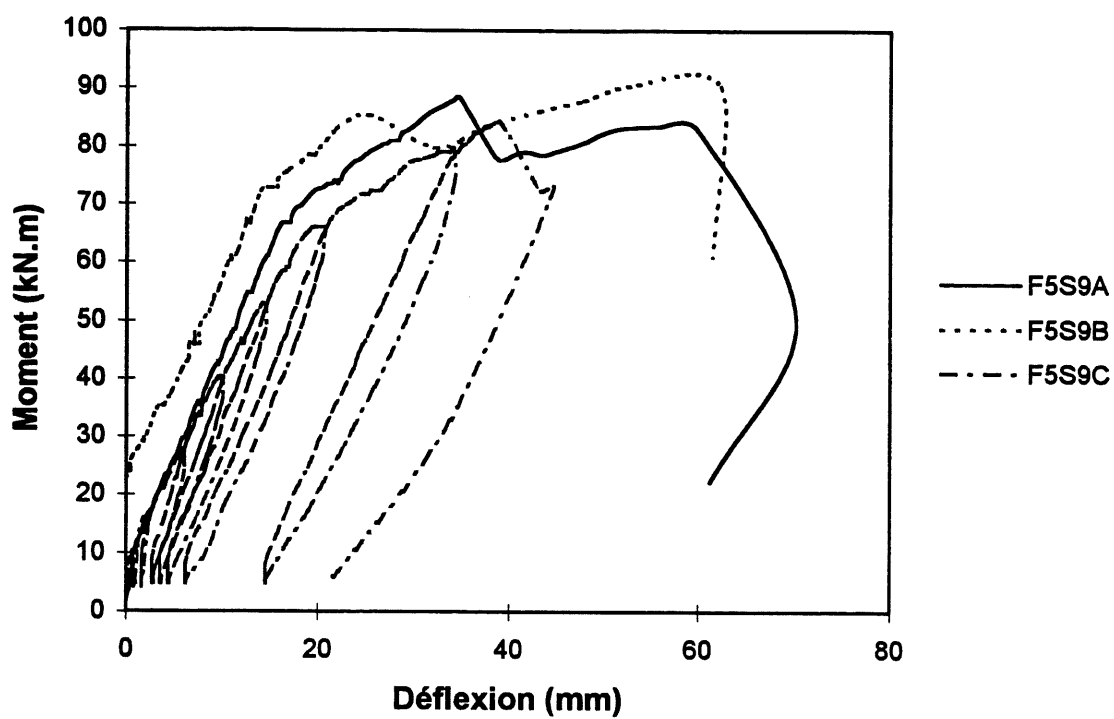


Figure 9.173 Déflexion expérimentale des poutres F5S9

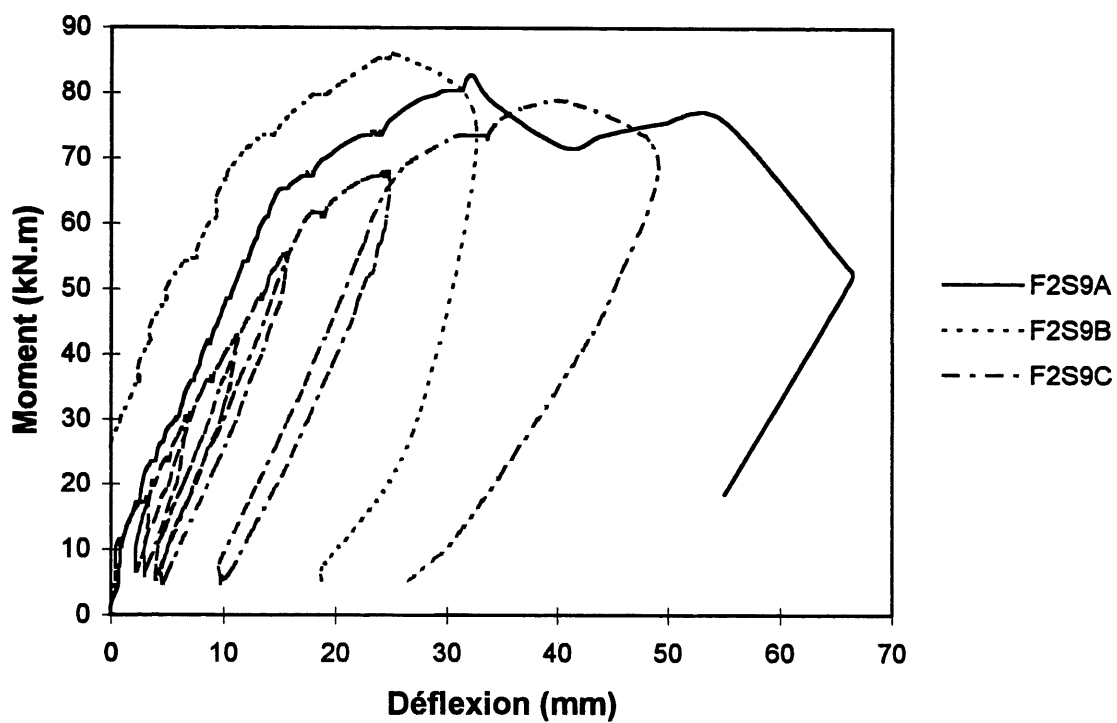


Figure 9.174 Déflexion expérimentale des poutres F2S9

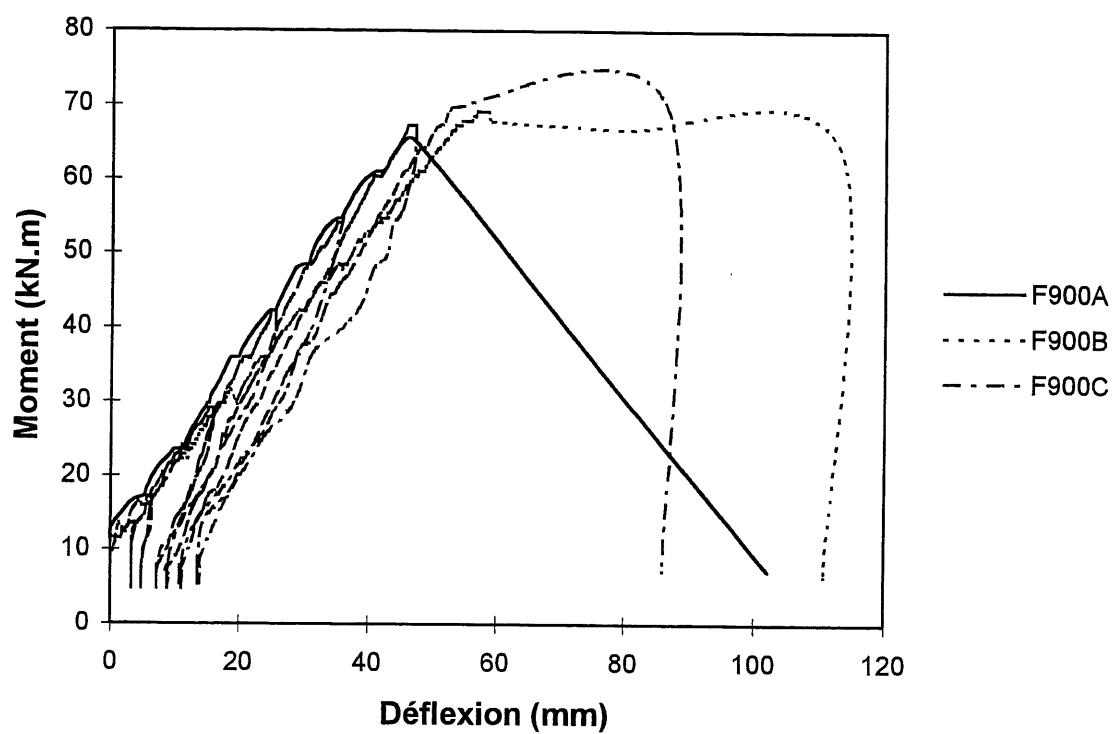


Figure 9.175 Déflexion expérimentale des poutres F900

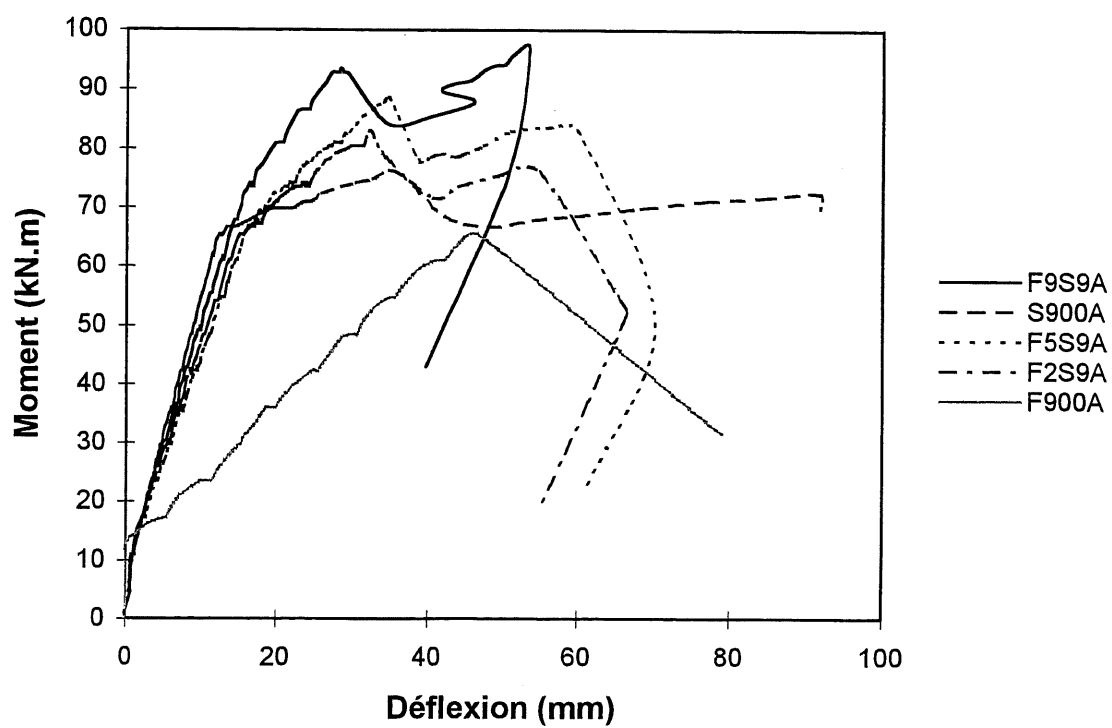


Figure 9.176 Comparaison de la déflexion des poutres de la série 2A

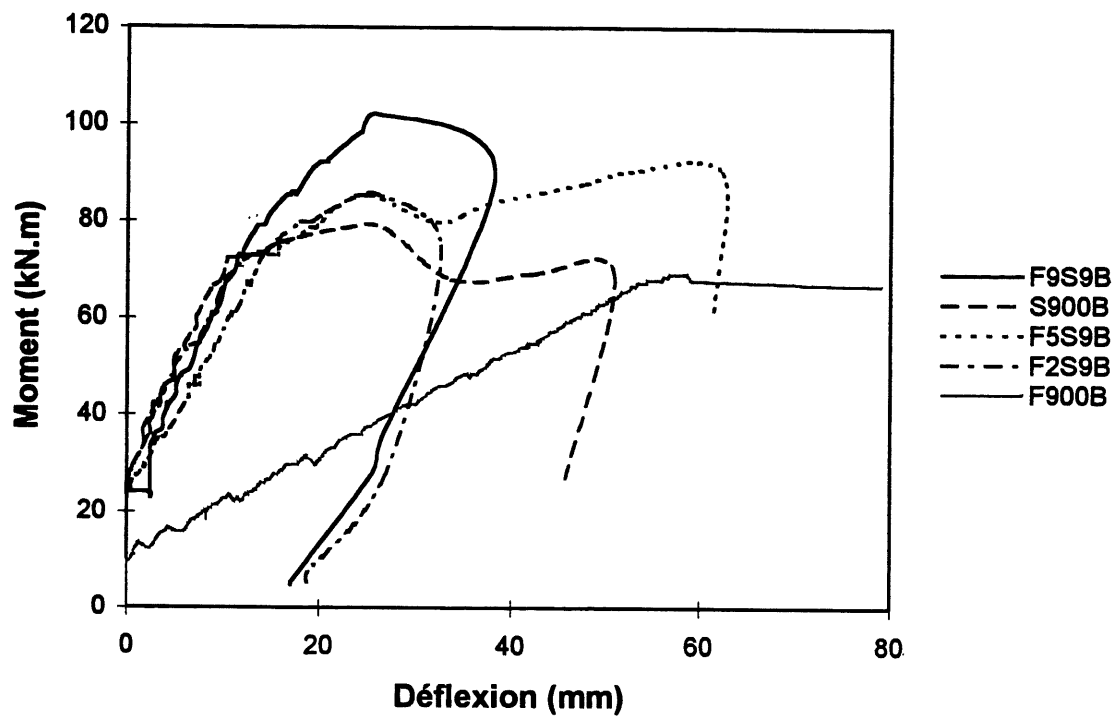


Figure 9.177 Comparaison de la déflexion des poutres de la série 2B



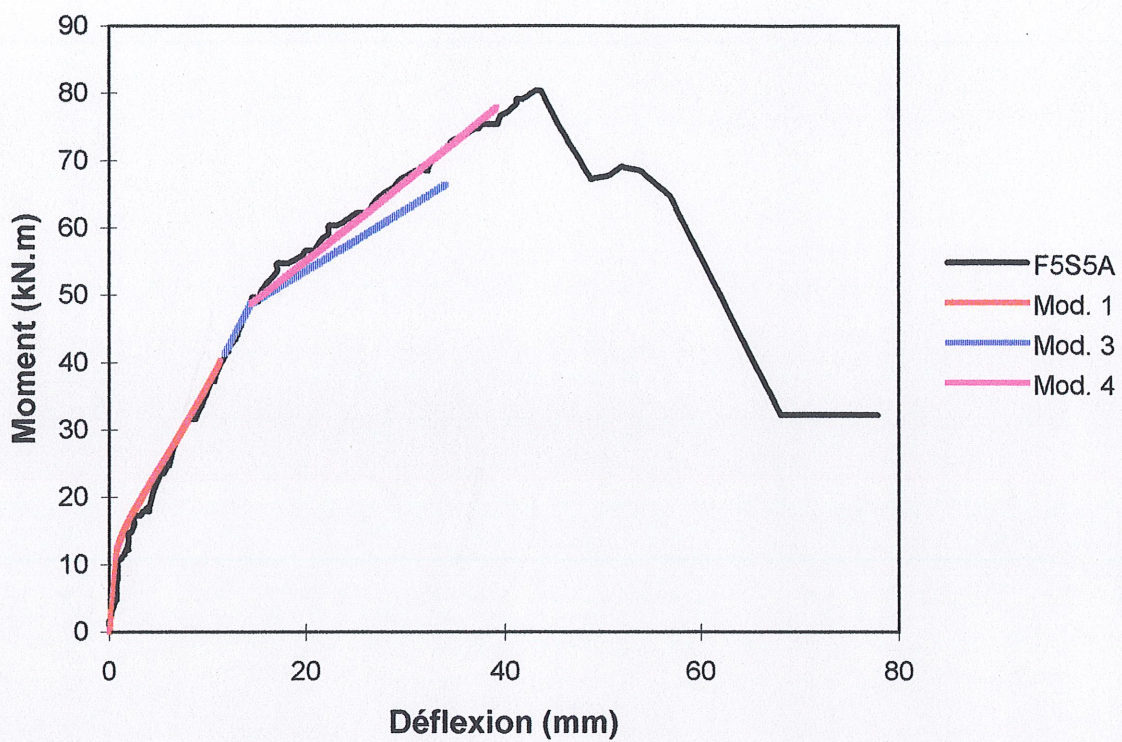


Figure 9.178 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S5A

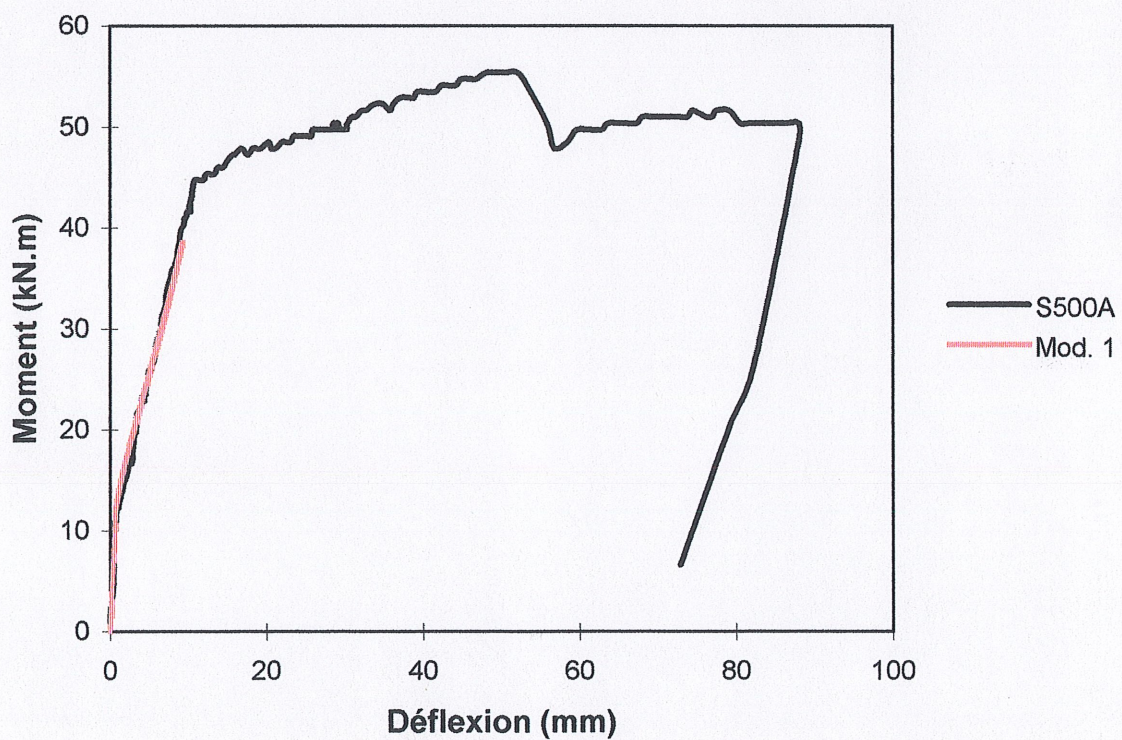


Figure 9.179 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S500A



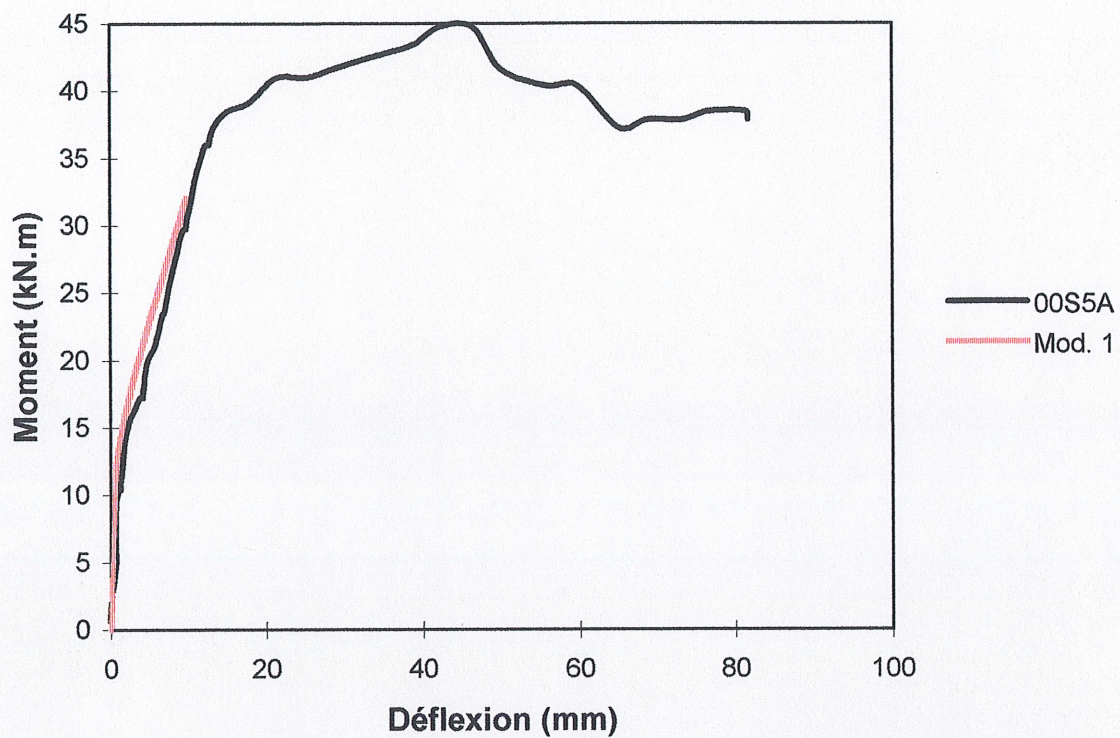


Figure 9.180 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre 00S5A

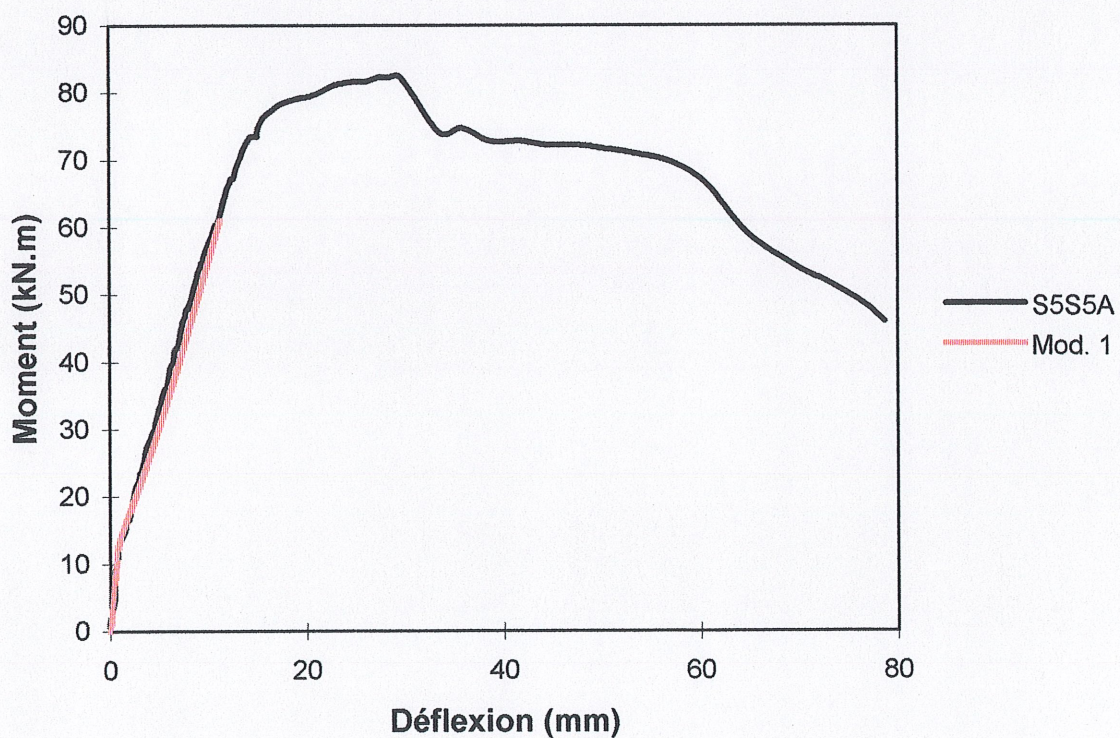


Figure 9.181 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S5S5A



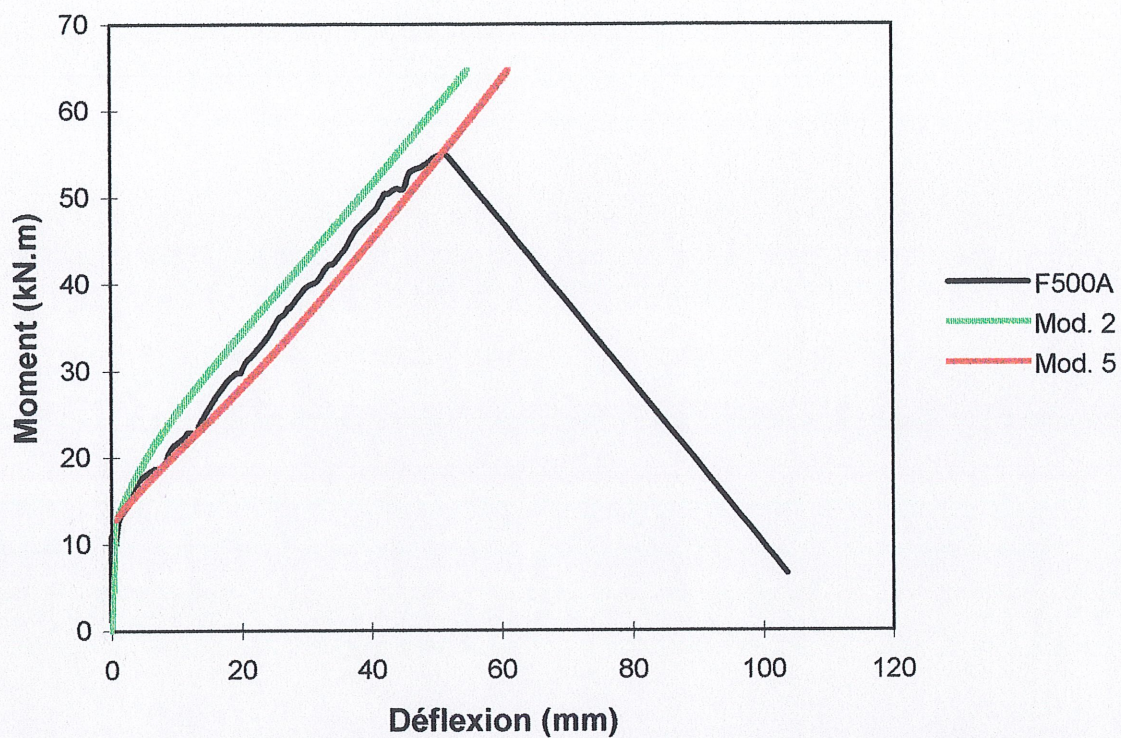


Figure 9.182 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F500A

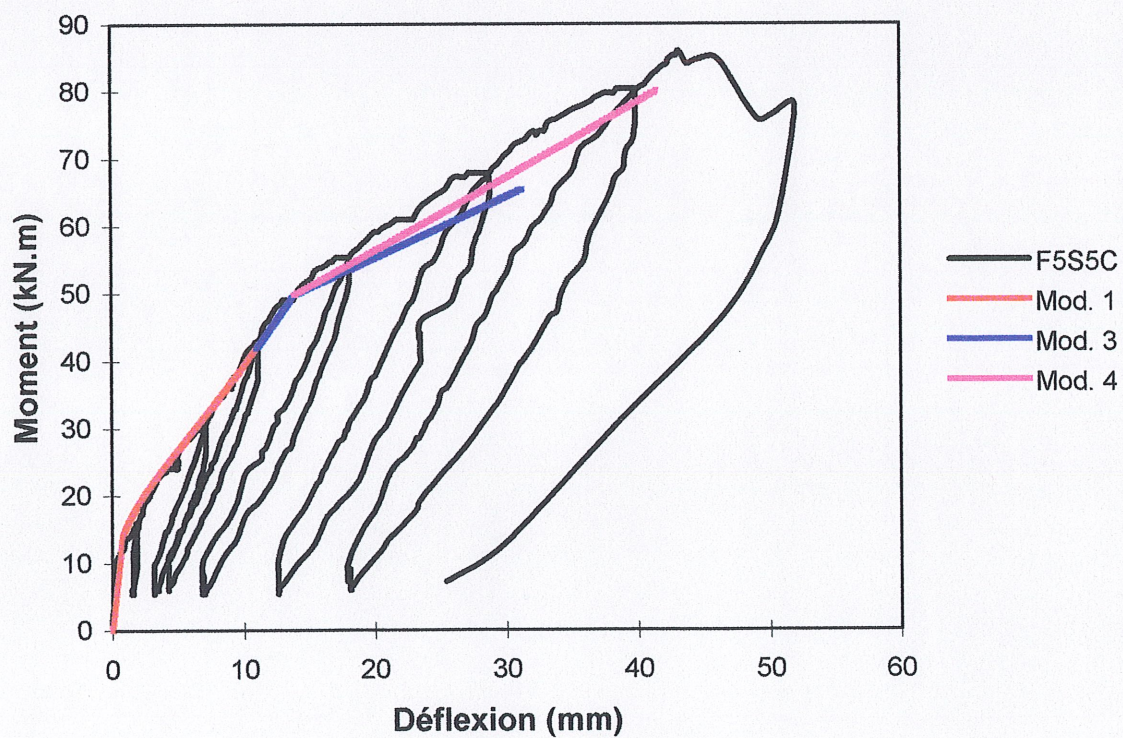


Figure 9.183 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S5C



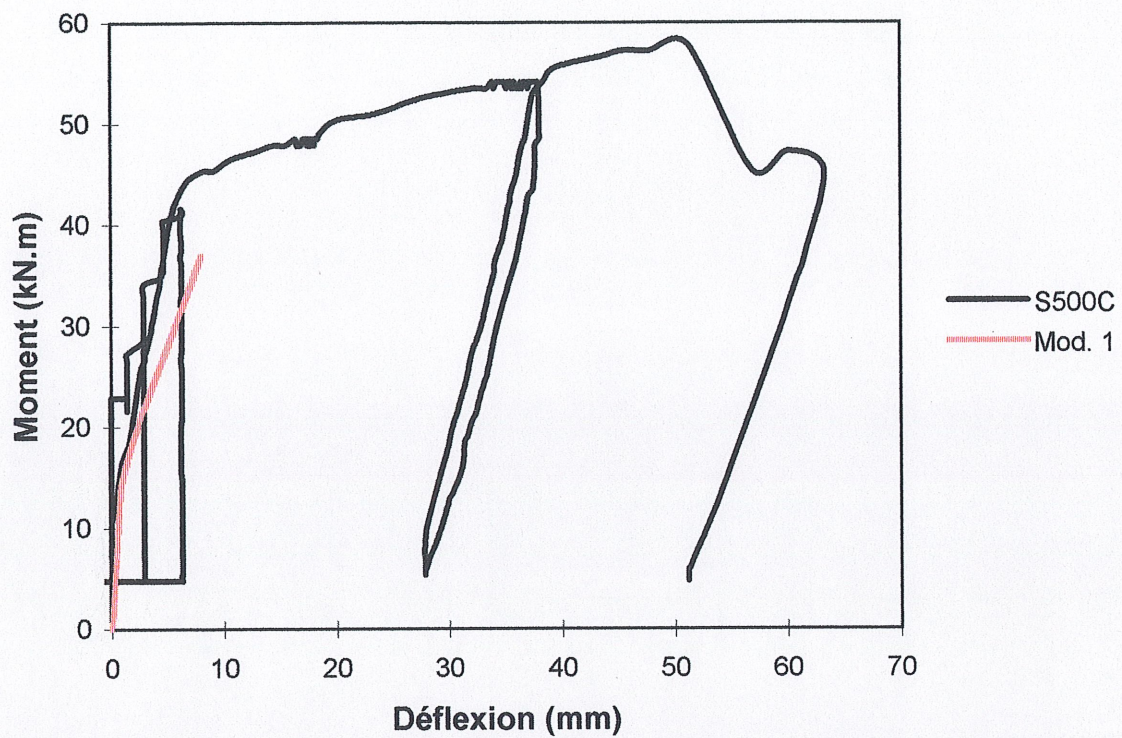


Figure 9.184 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S500C

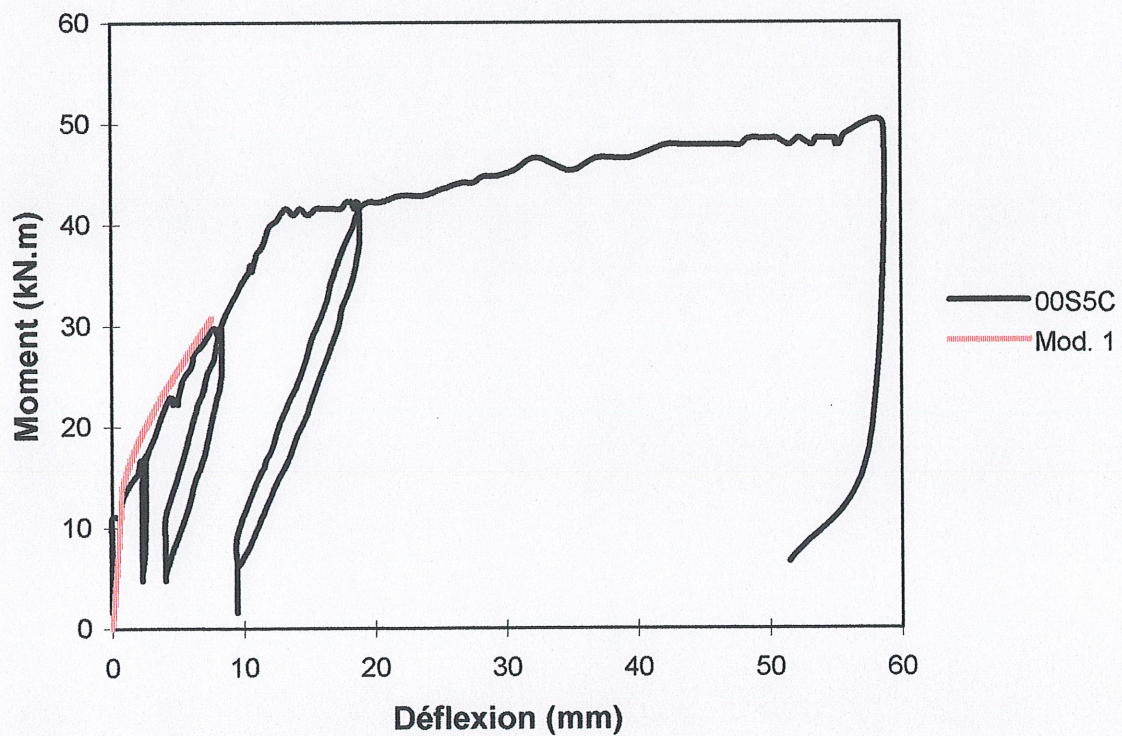


Figure 9.185 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre 00S5C



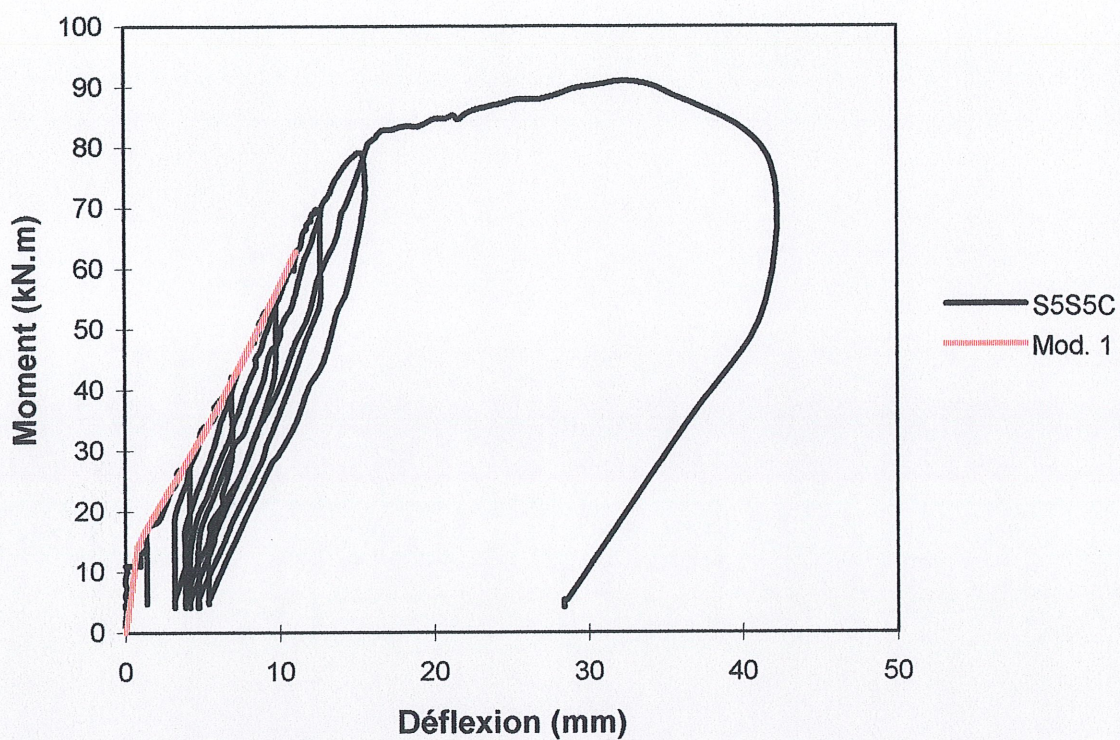


Figure 9.186 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S5S5C

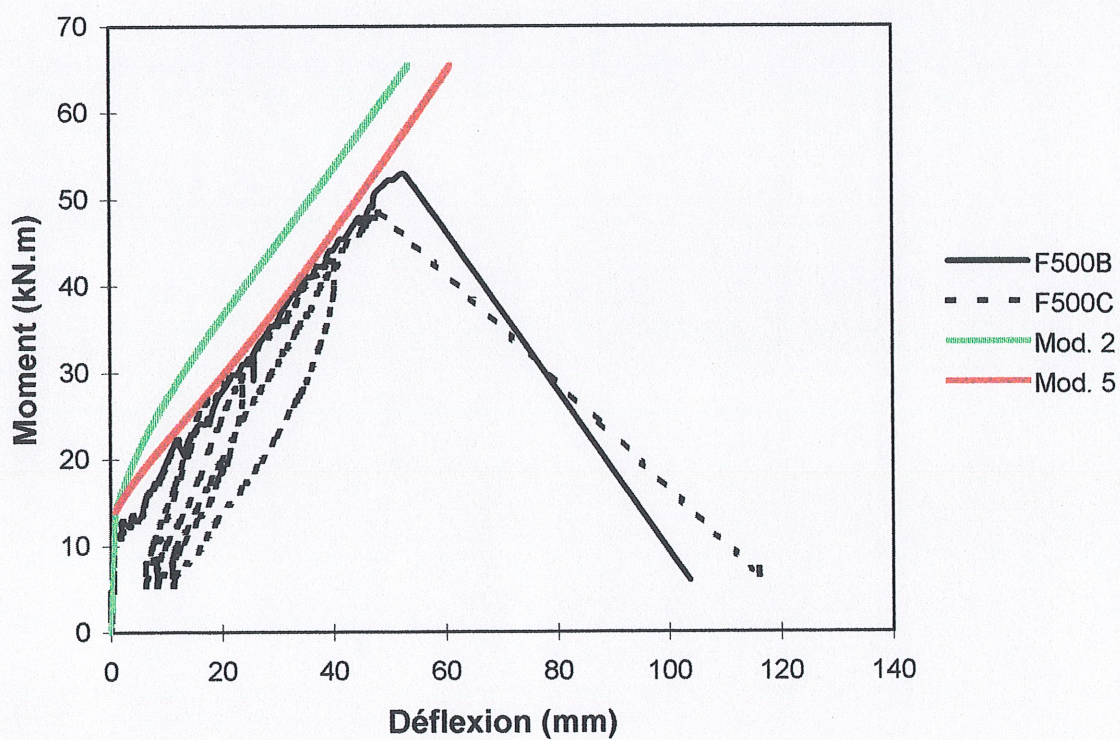


Figure 9.187 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques des poutres F500 B et C



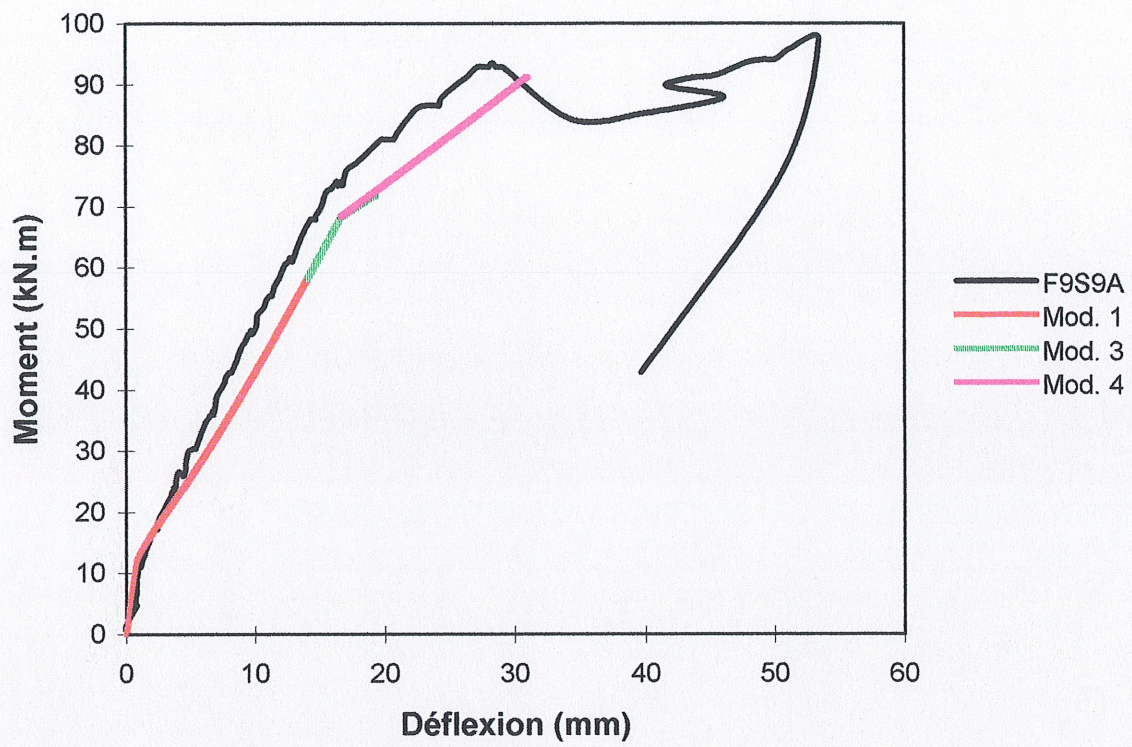


Figure 9.188 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9A

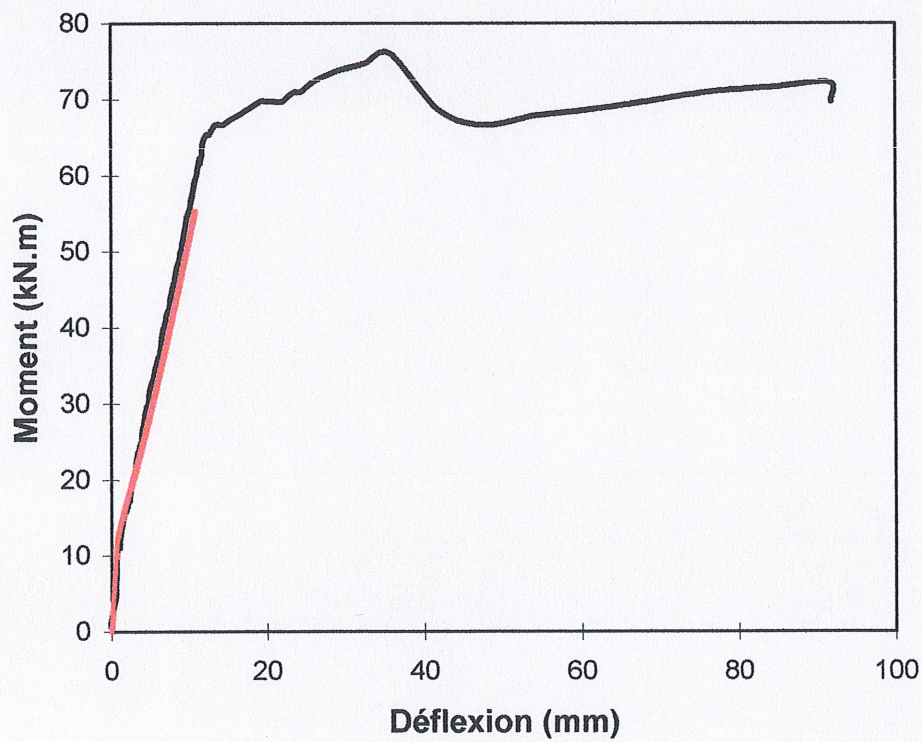


Figure 9.189 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900A



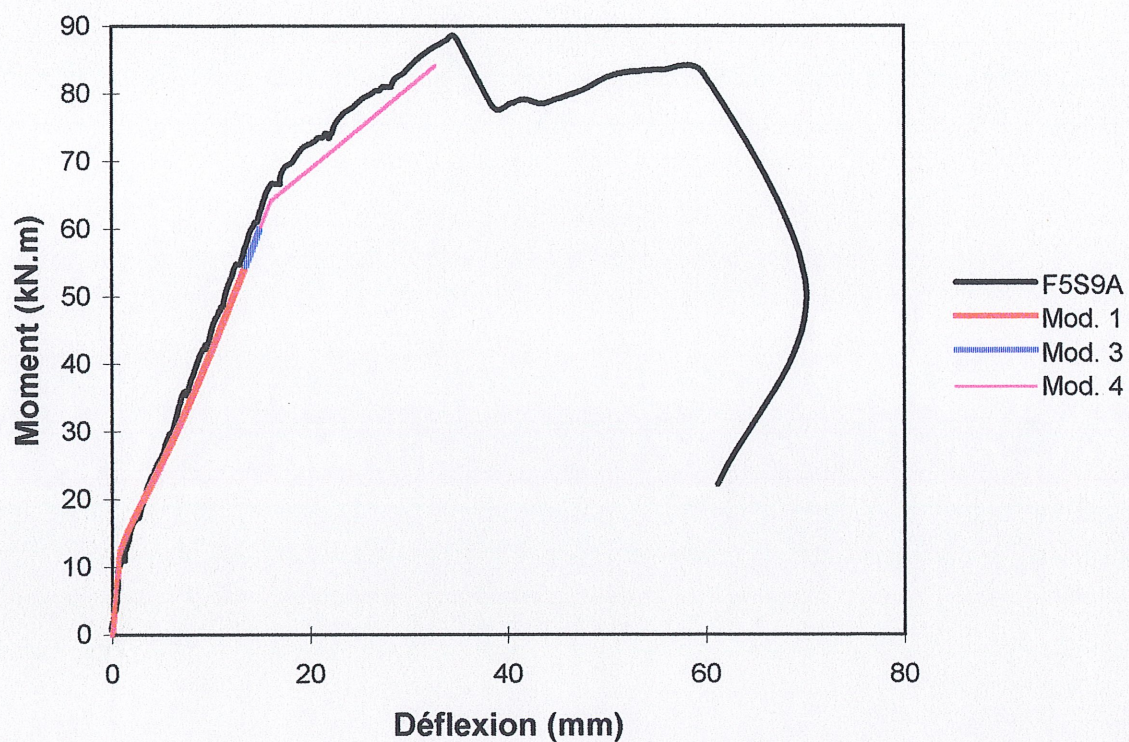


Figure 9.190 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S9A

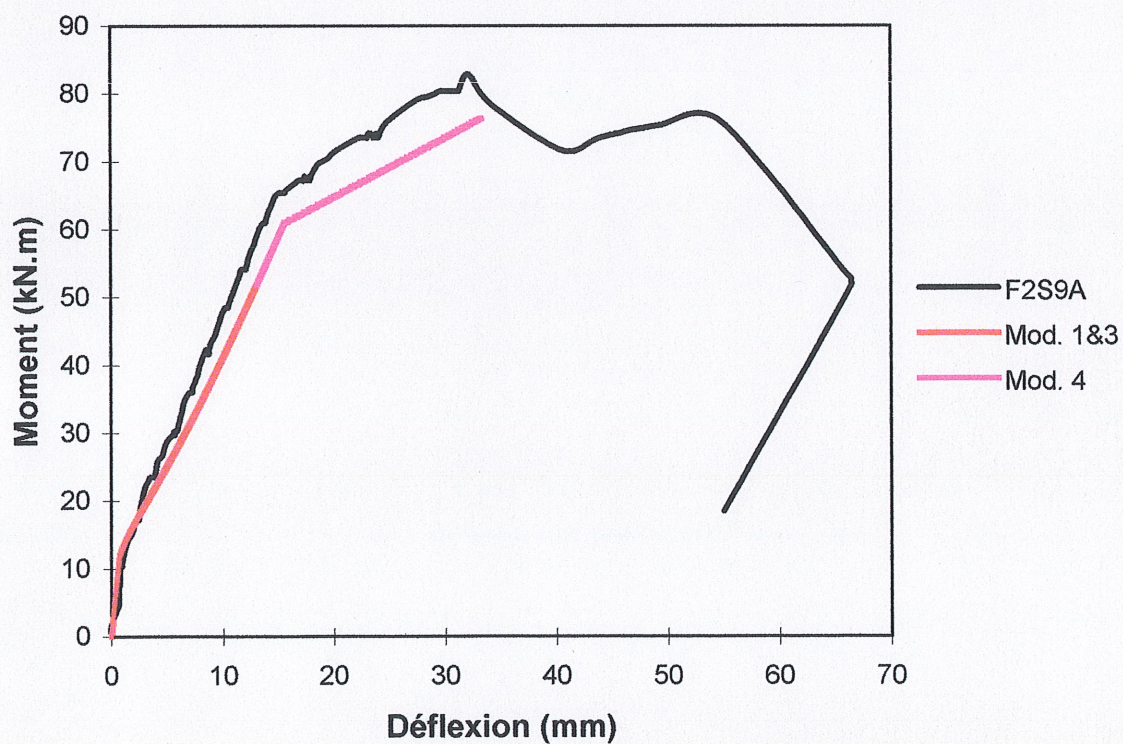


Figure 9.191 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9A



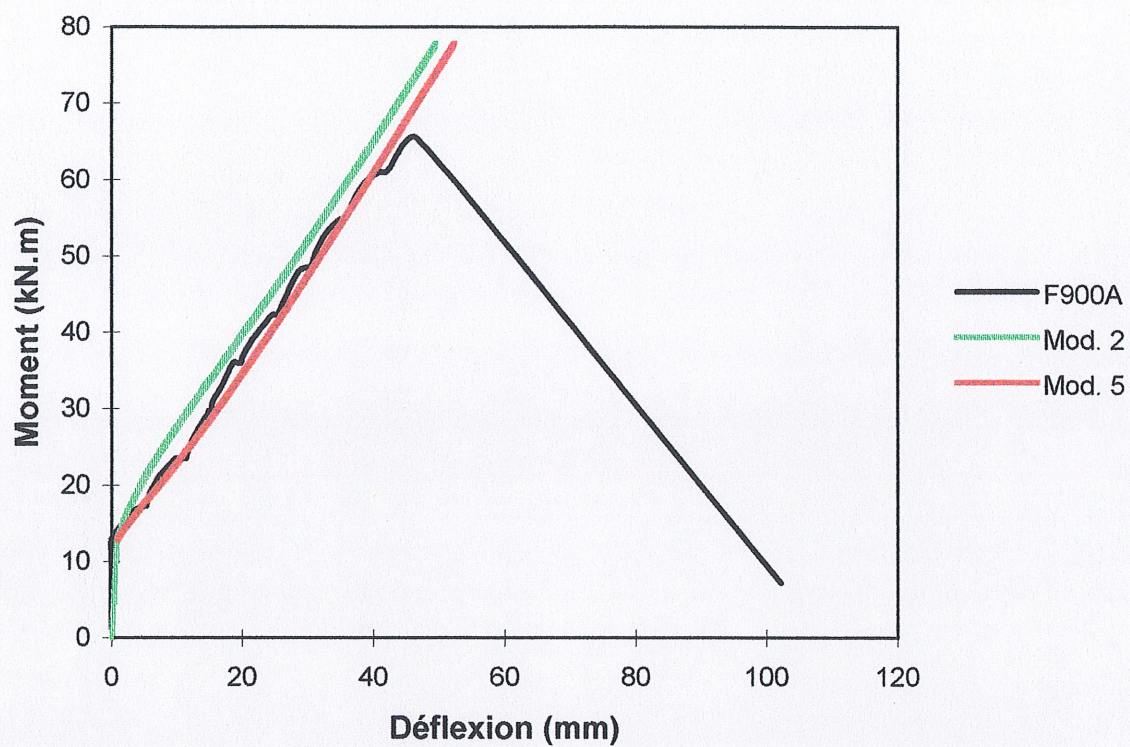


Figure 9.192 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900A

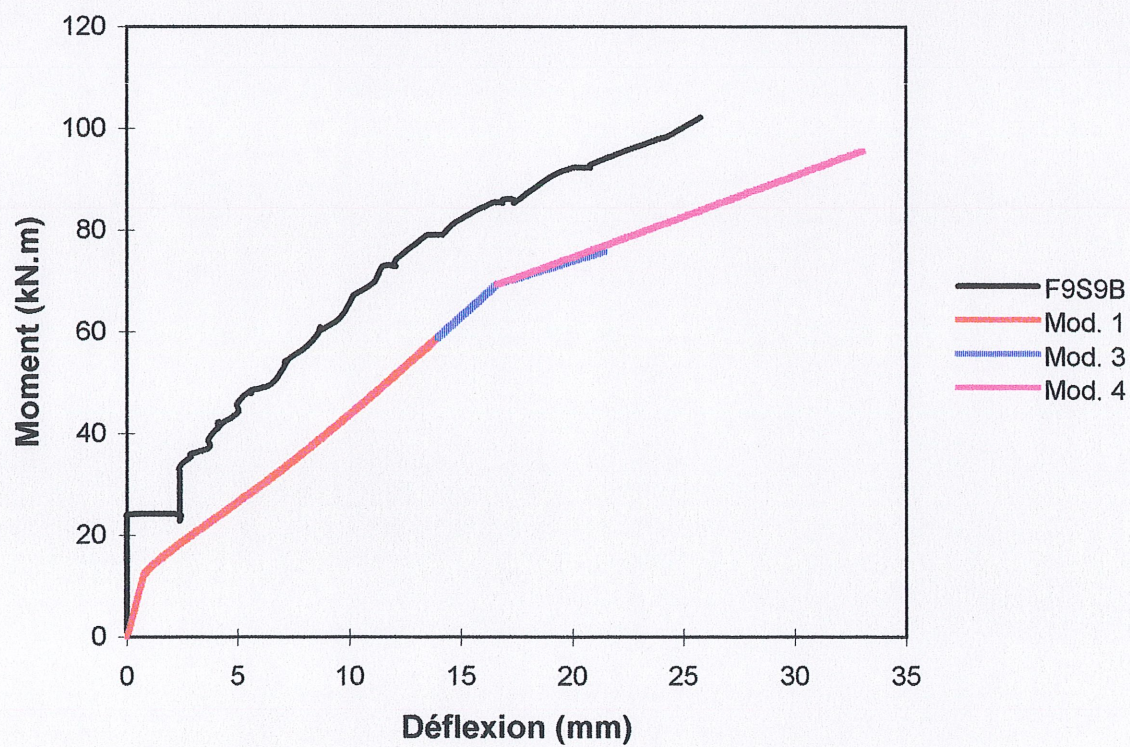


Figure 9.193 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9B



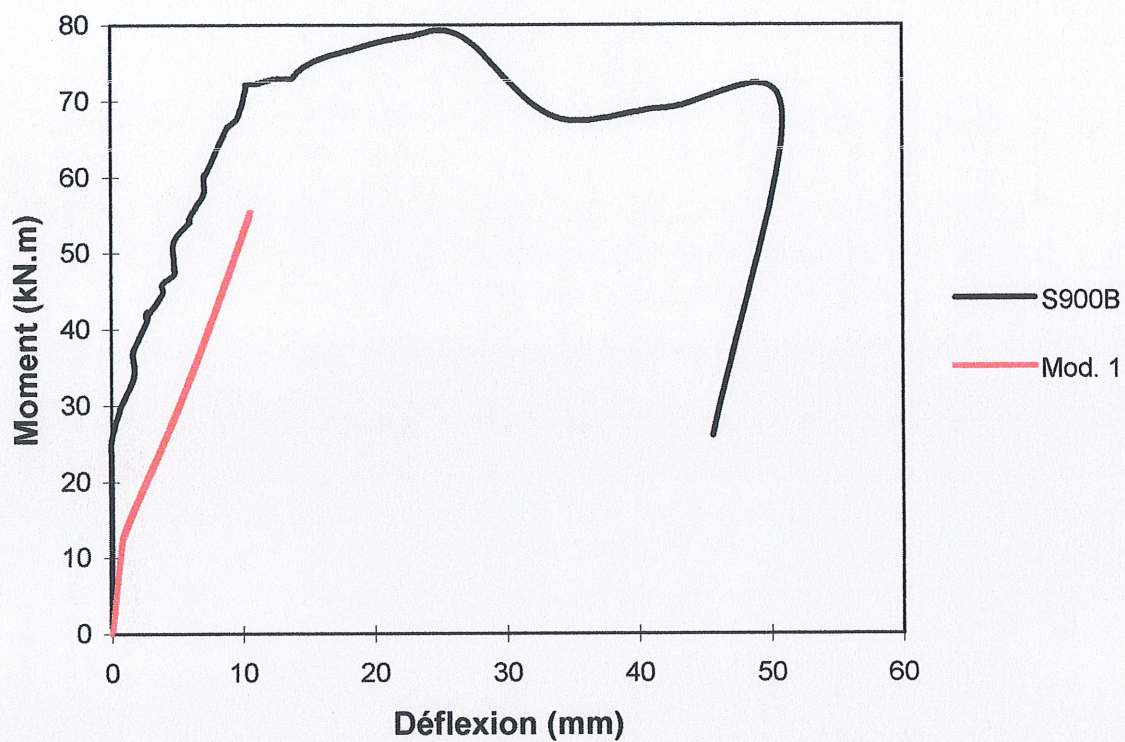


Figure 9.194 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900B

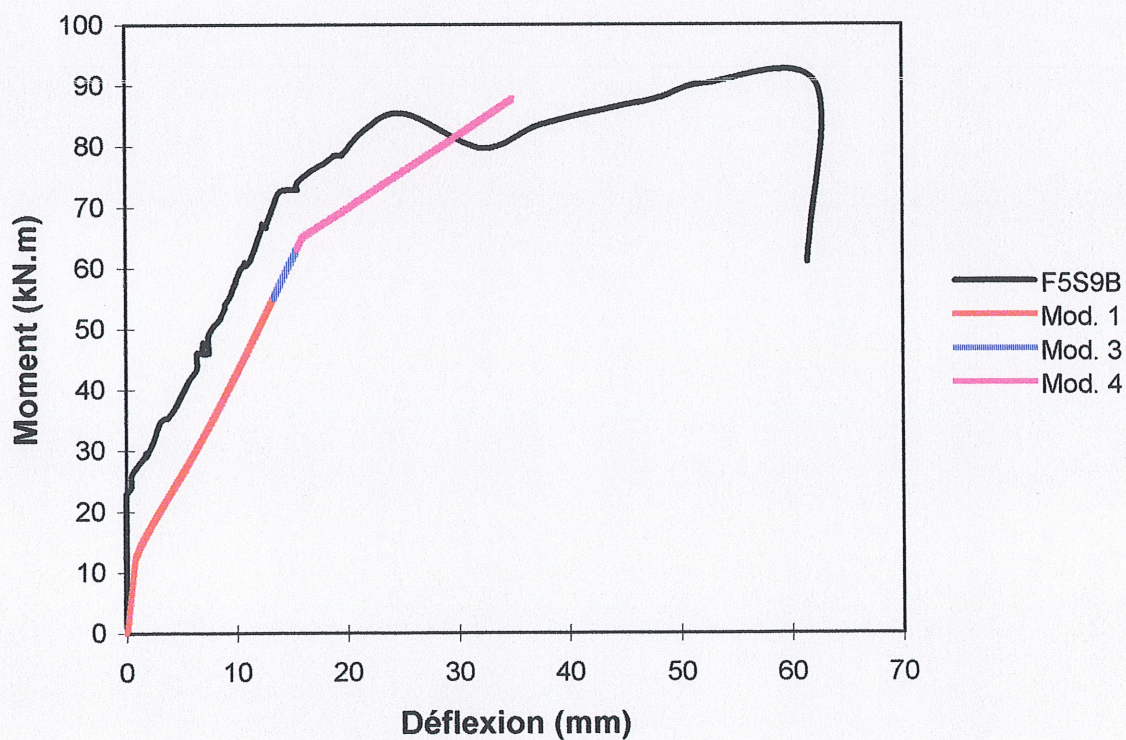


Figure 9.195 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9B



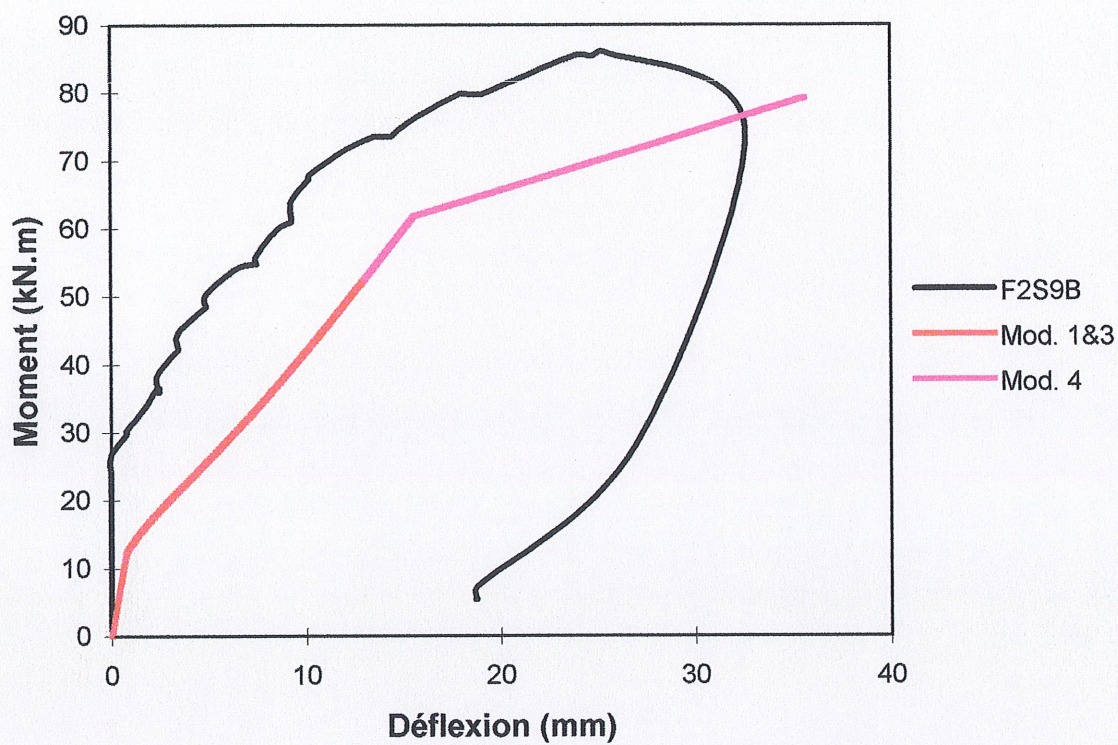


Figure 9.196 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9B

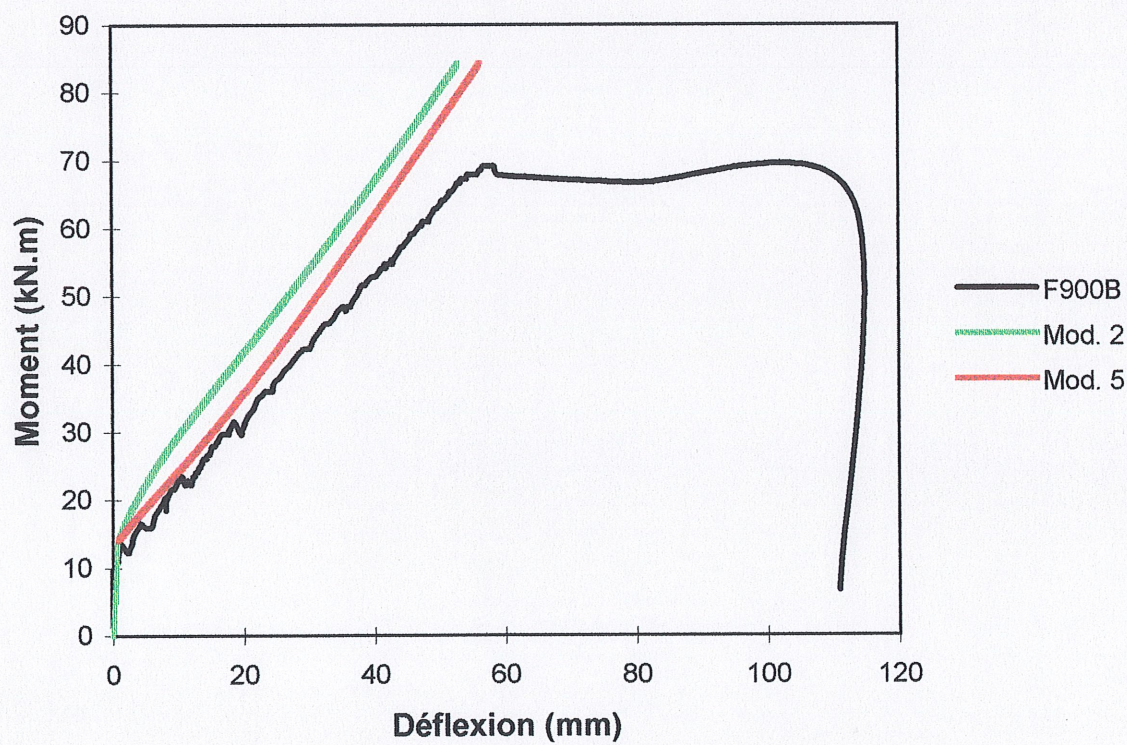


Figure 9.197 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900B



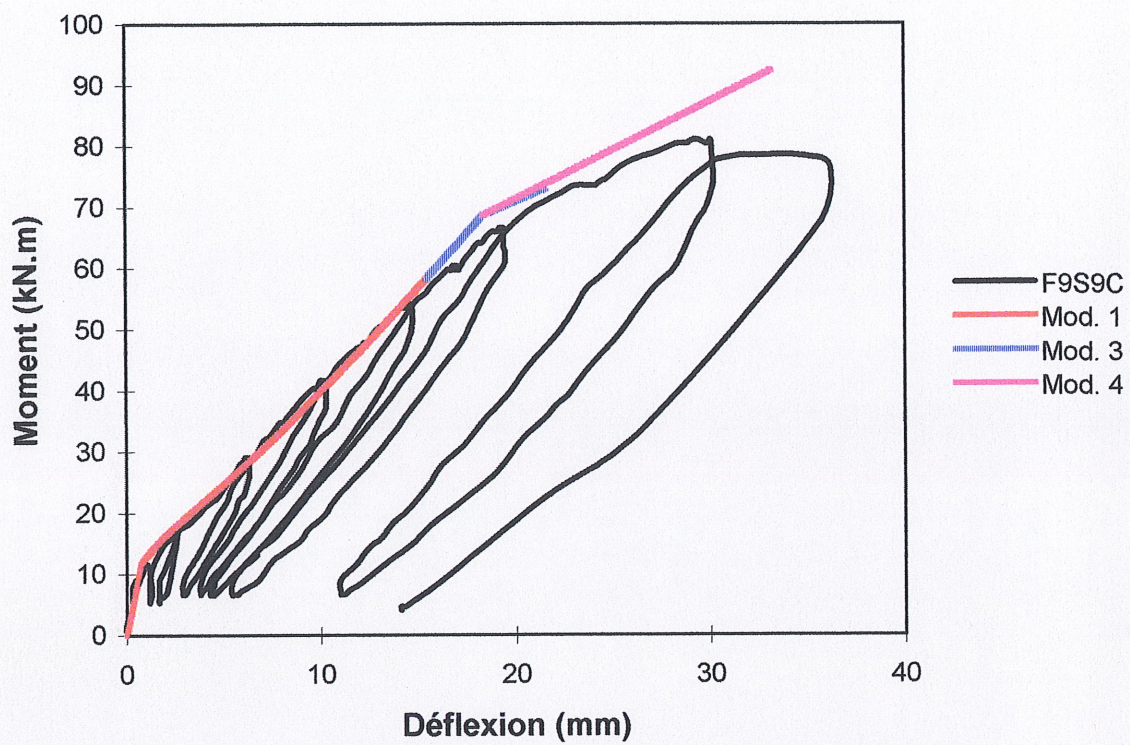


Figure 9.198 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F9S9C

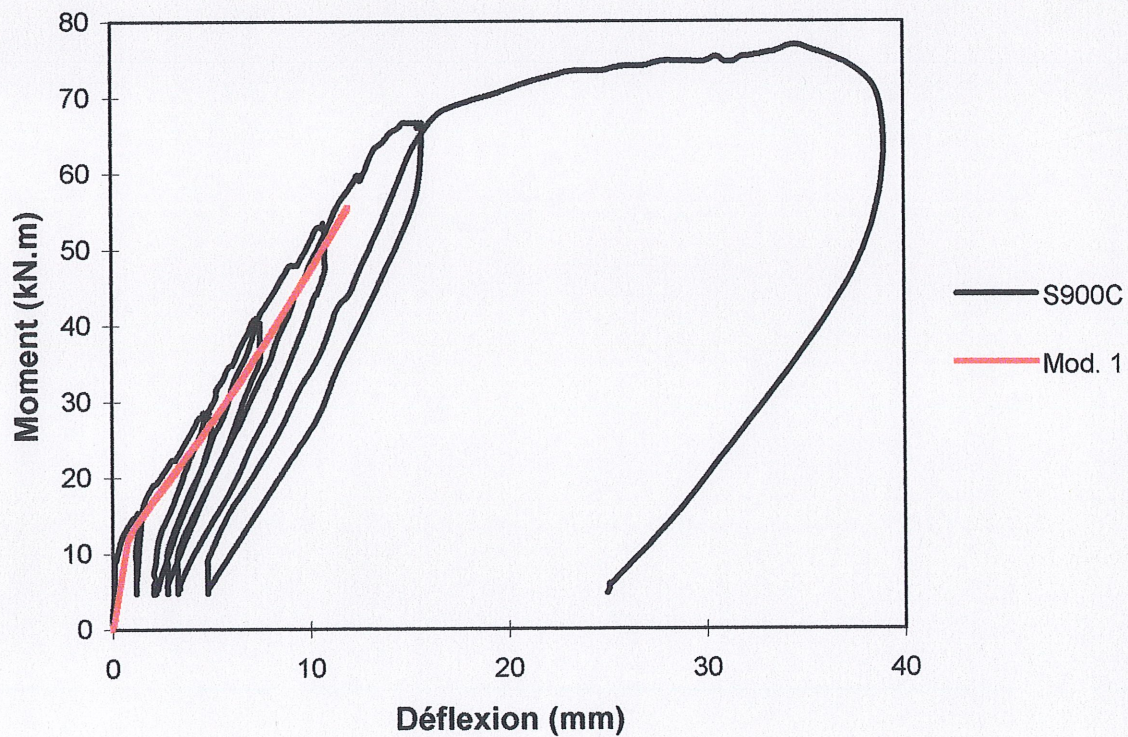


Figure 9.199 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre S900C



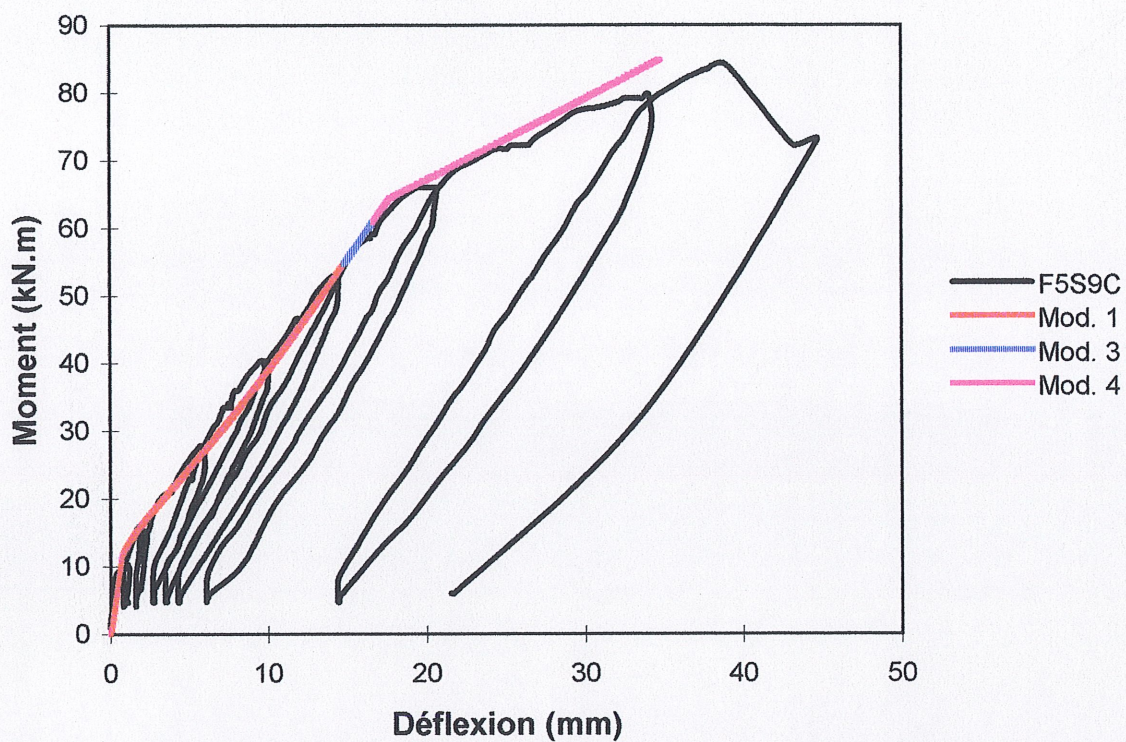


Figure 9.200 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F5S9C

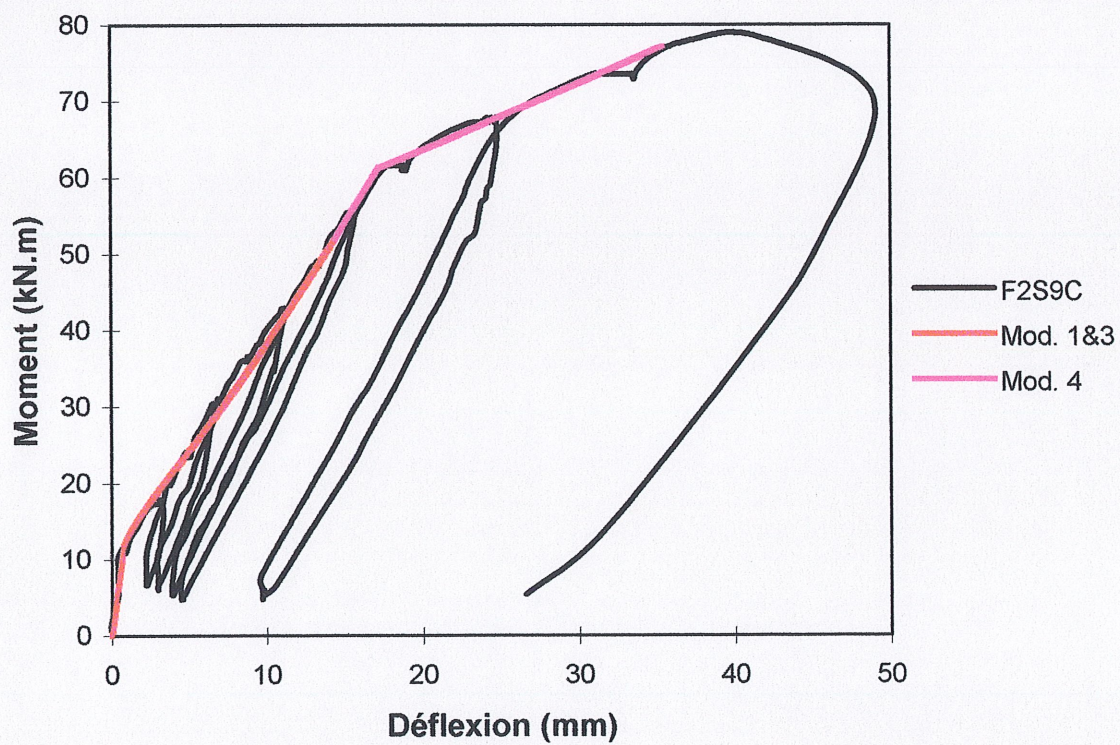


Figure 9.201 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F2S9C



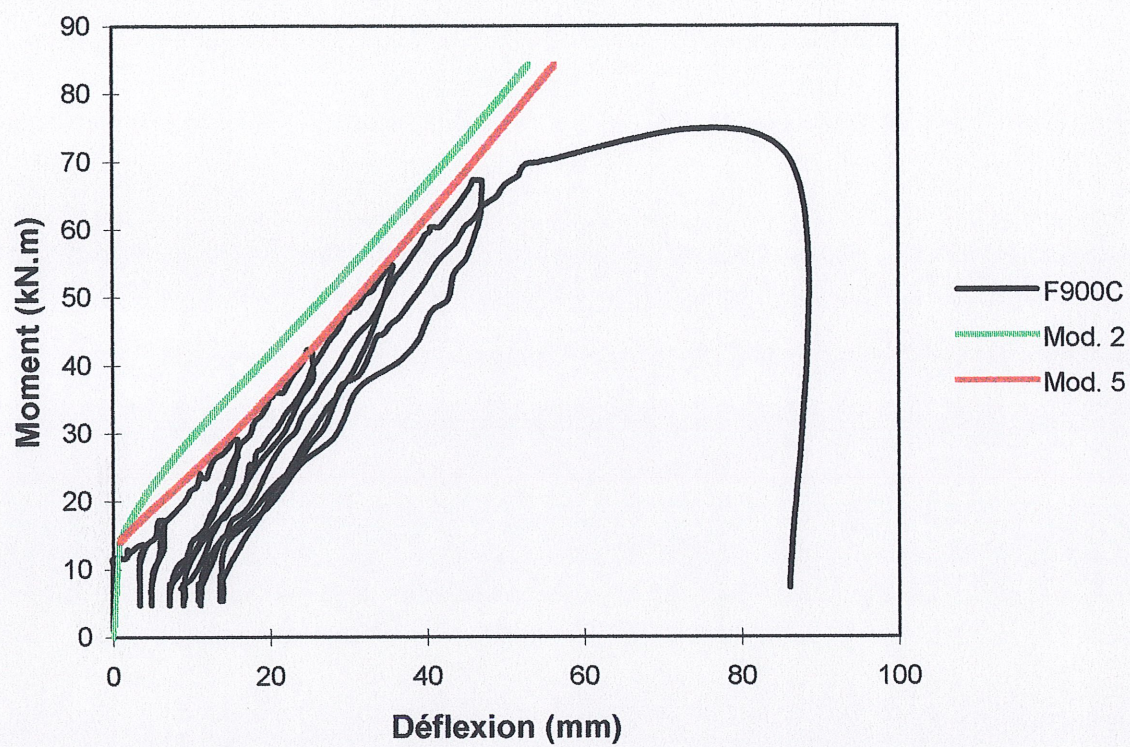


Figure 9.202 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la poutre F900C



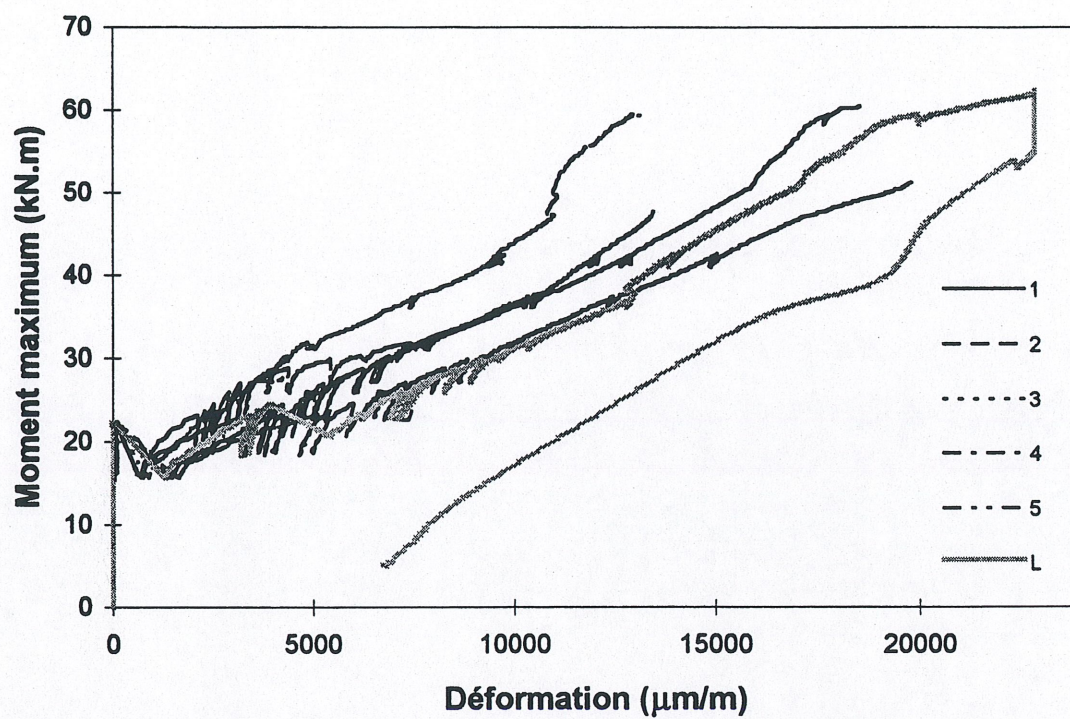


Figure 9.203 Déformation de l'armature de la dalle SC200U

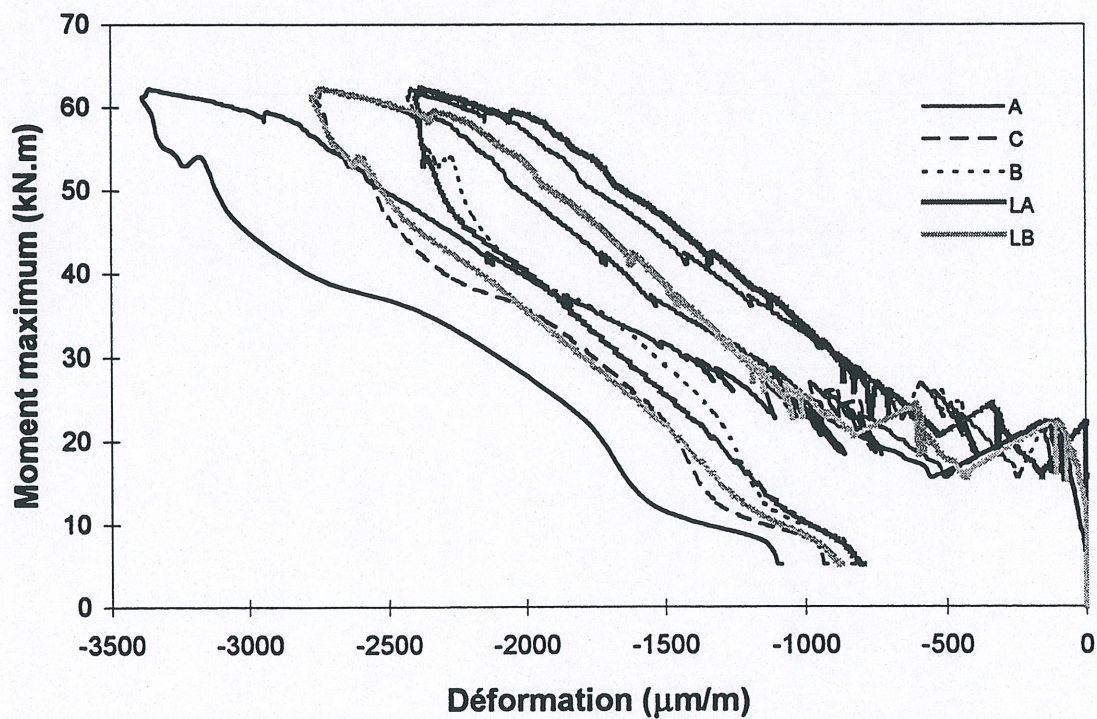


Figure 9.204 Déformation du béton de la dalle SC200U

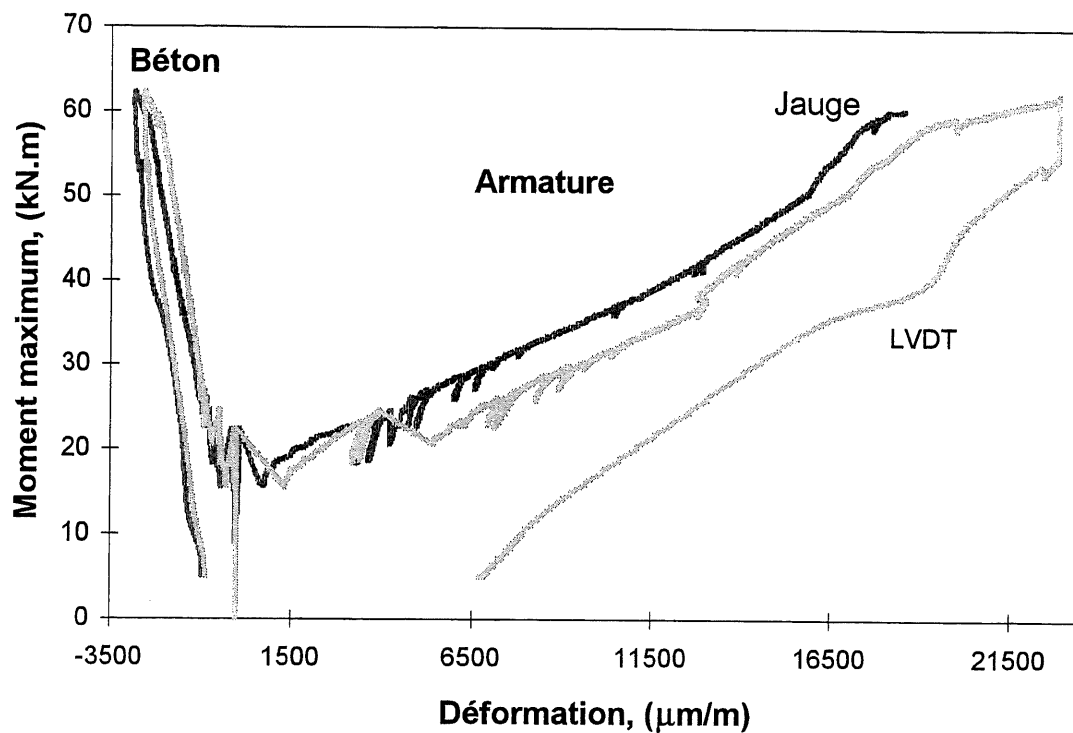


Figure 9.205 Déformations moyennes de la dalle SC200U

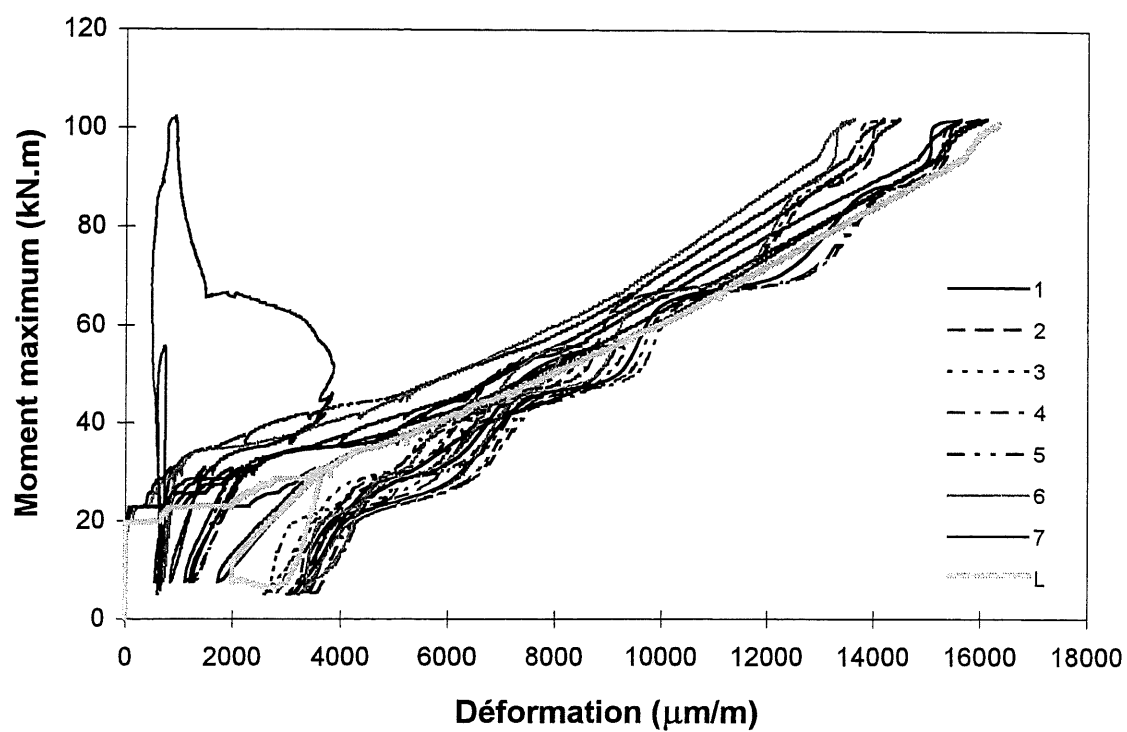


Figure 9.206 Déformation de l'armature de la dalle SC2000

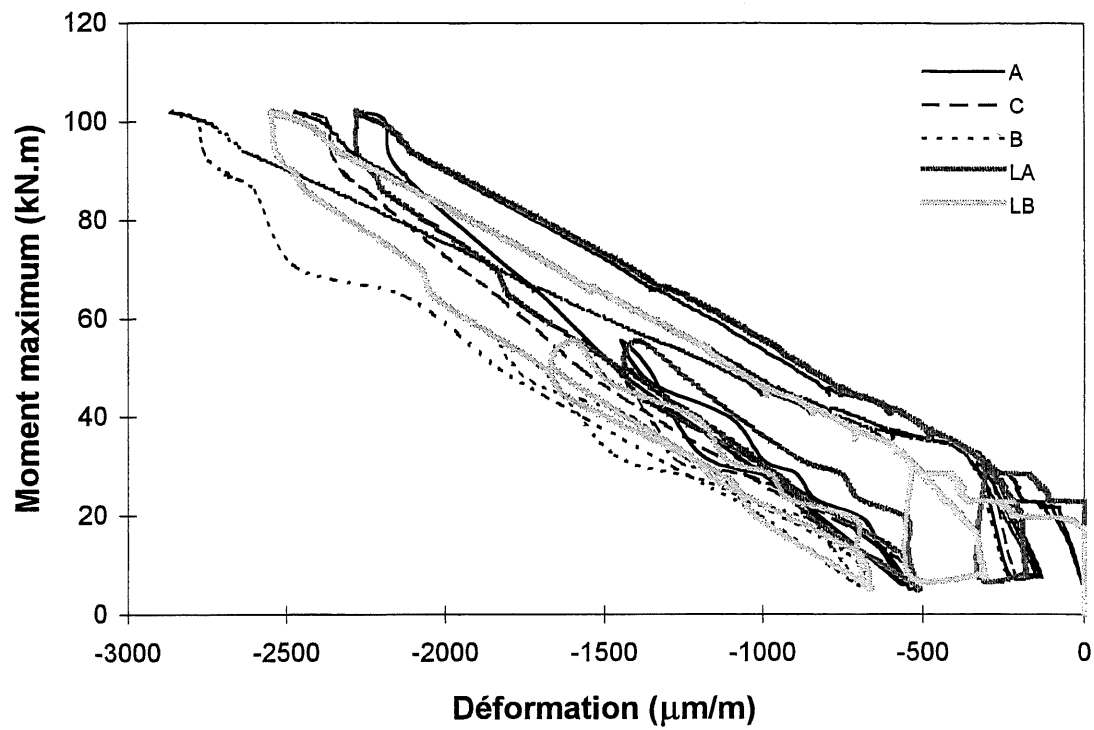


Figure 9.207 Déformation du béton de la dalle SC2000

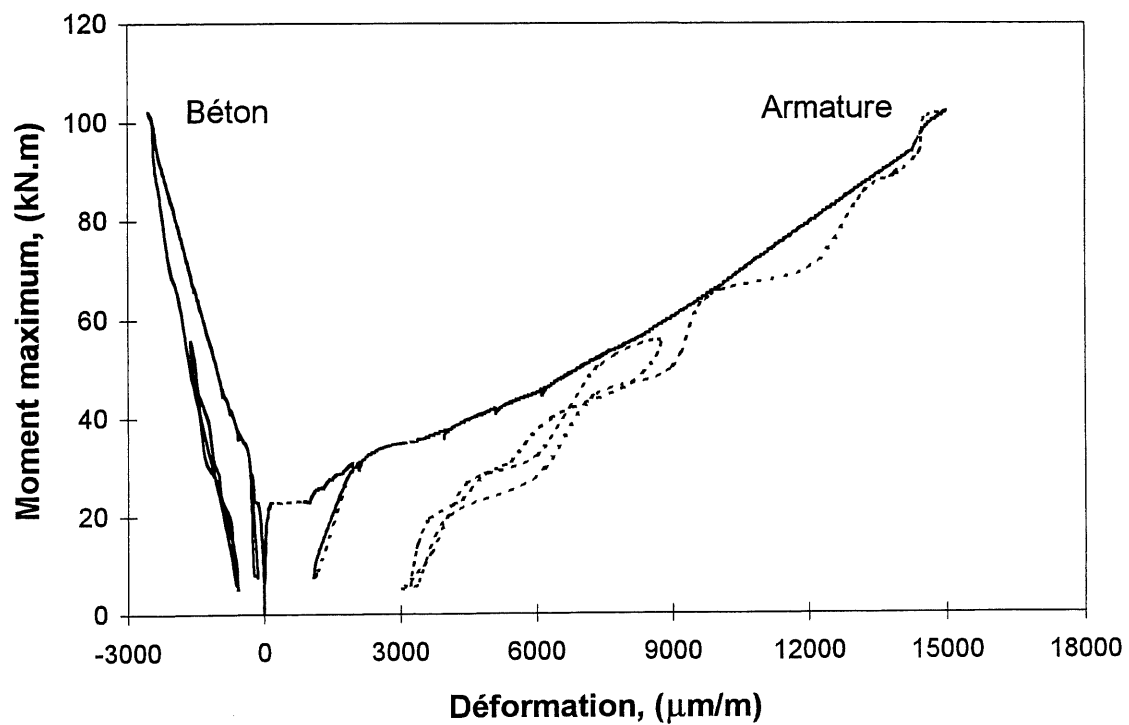


Figure 9.208 Déformations moyennes de la dalle SC2000

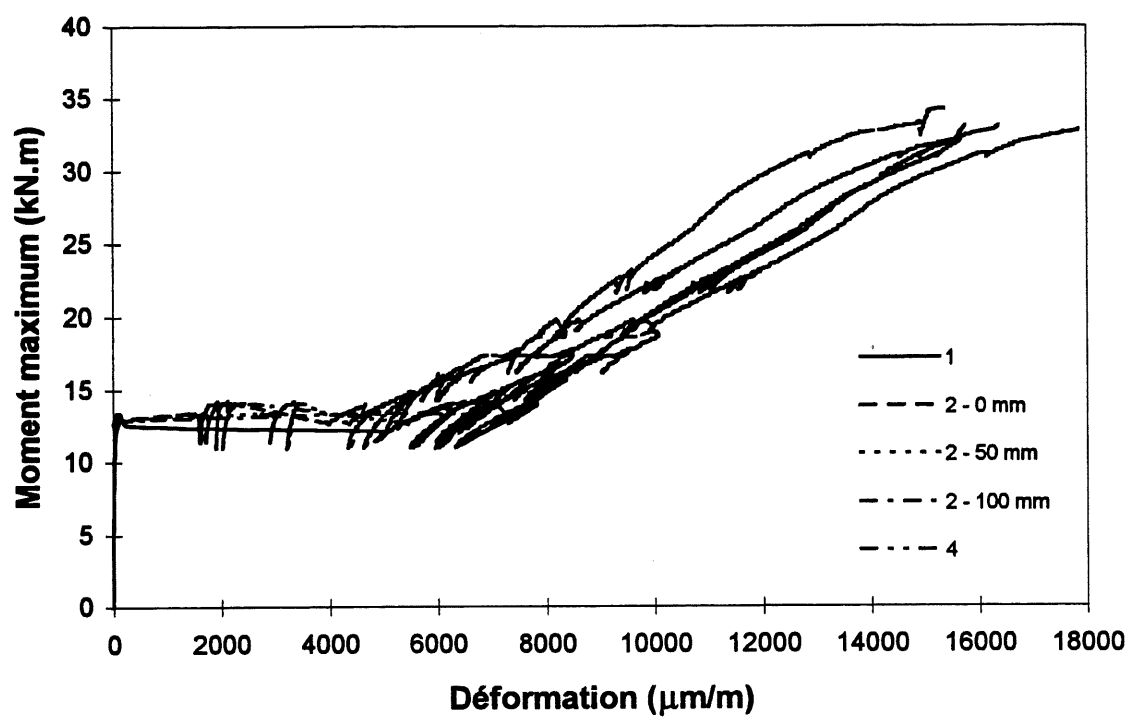


Figure 9.209 Déformation de l'armature de la dalle SC150U

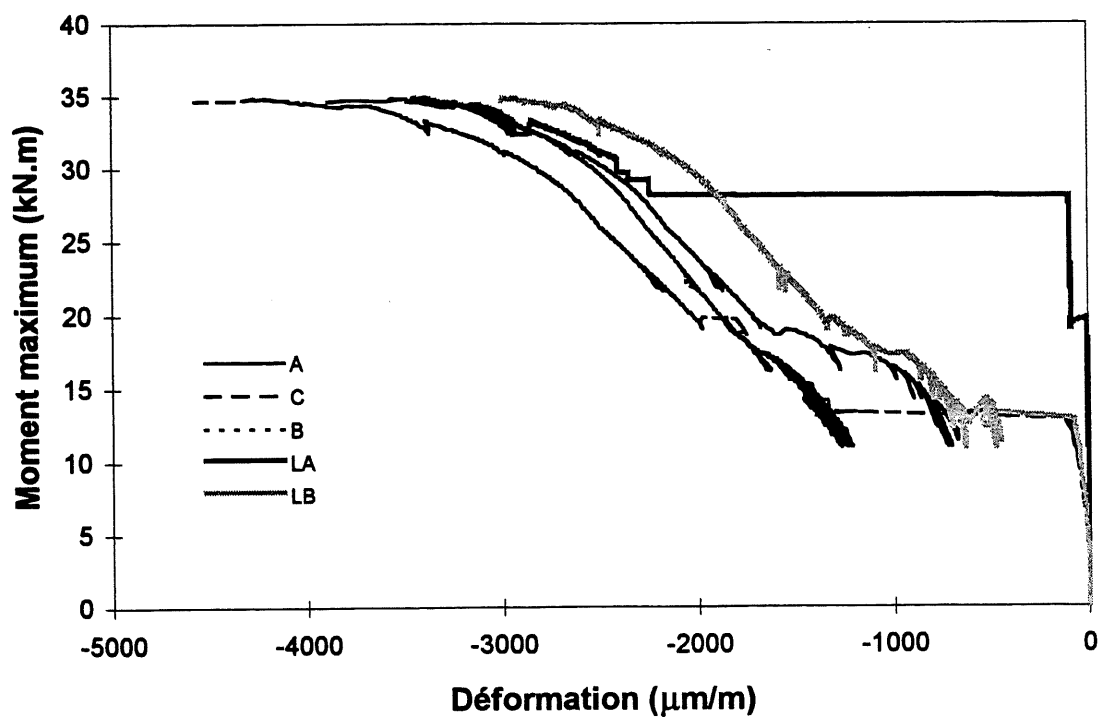


Figure 9.210 Déformation du béton de la dalle SC150U



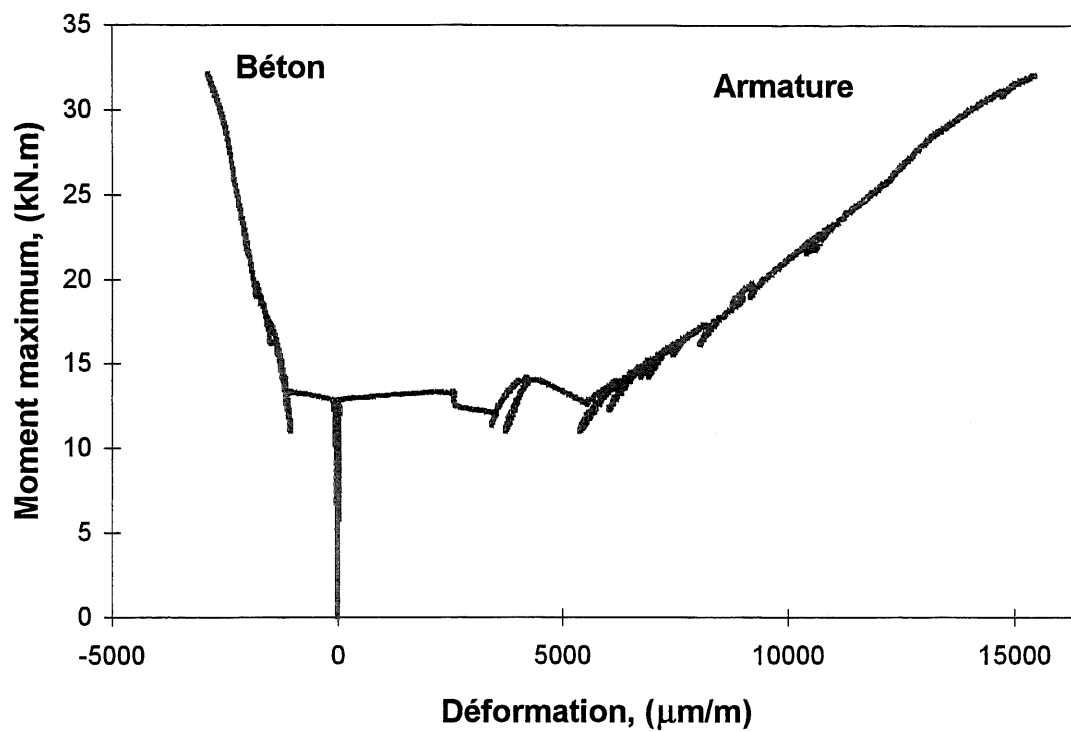


Figure 9.211 Déformations moyennes de la dalle SC150U

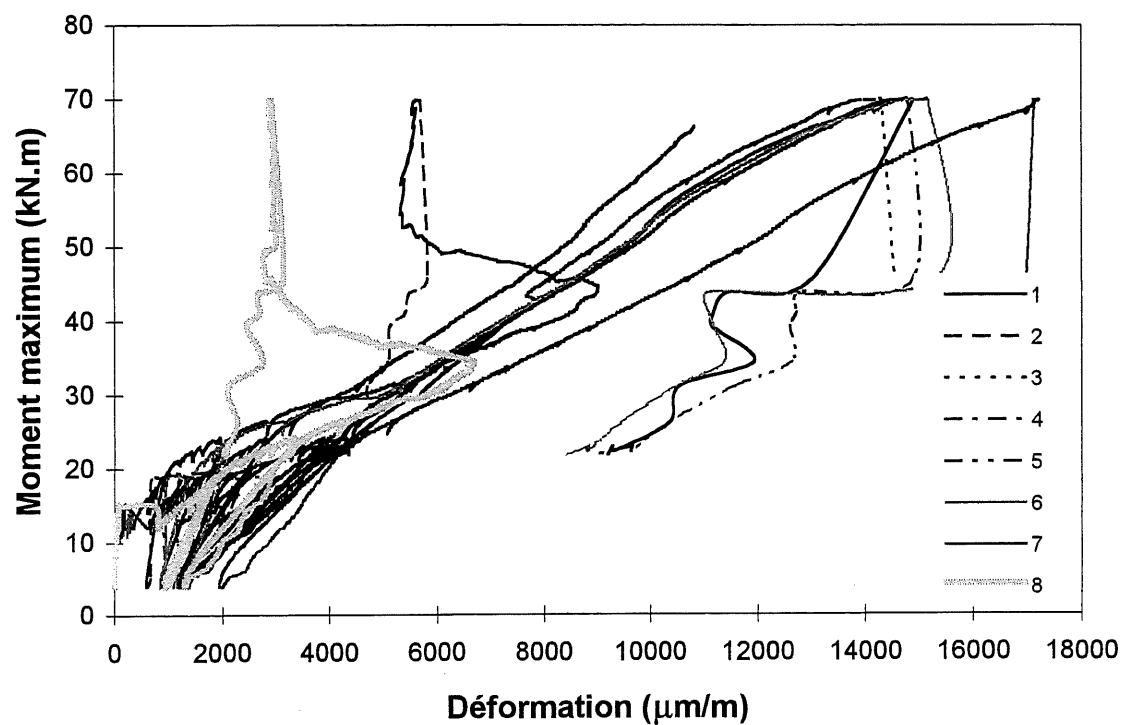


Figure 9.212 Déformation de l'armature de la dalle SC150OA

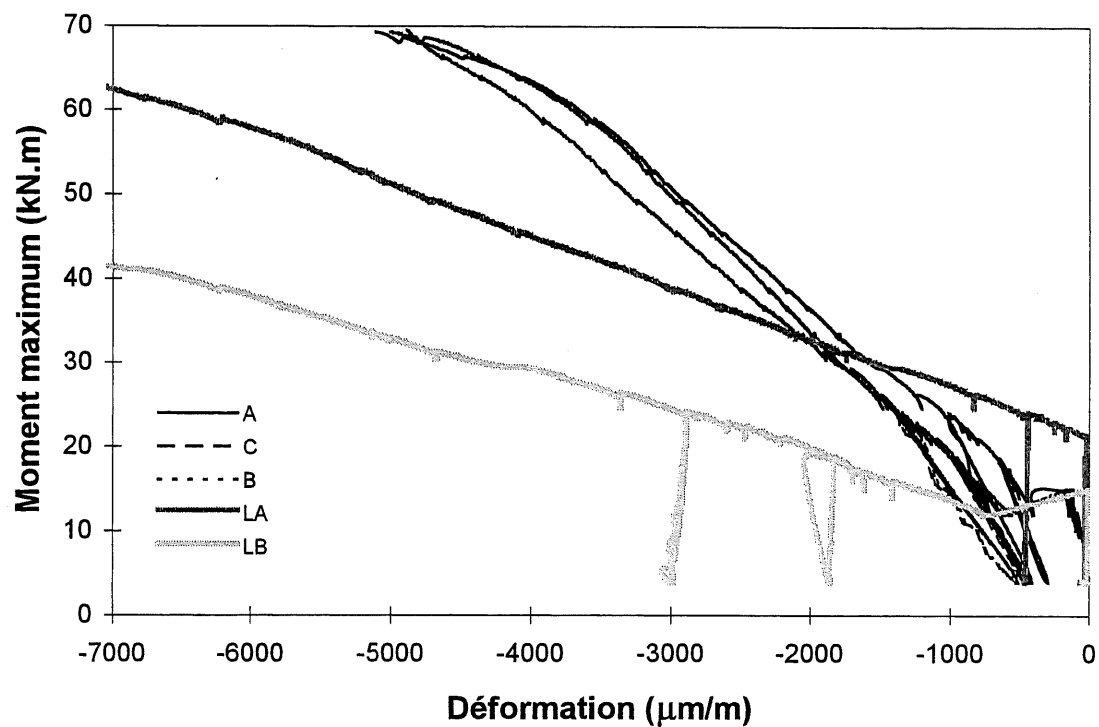


Figure 9.213 Déformation du béton de la dalle SC150OA

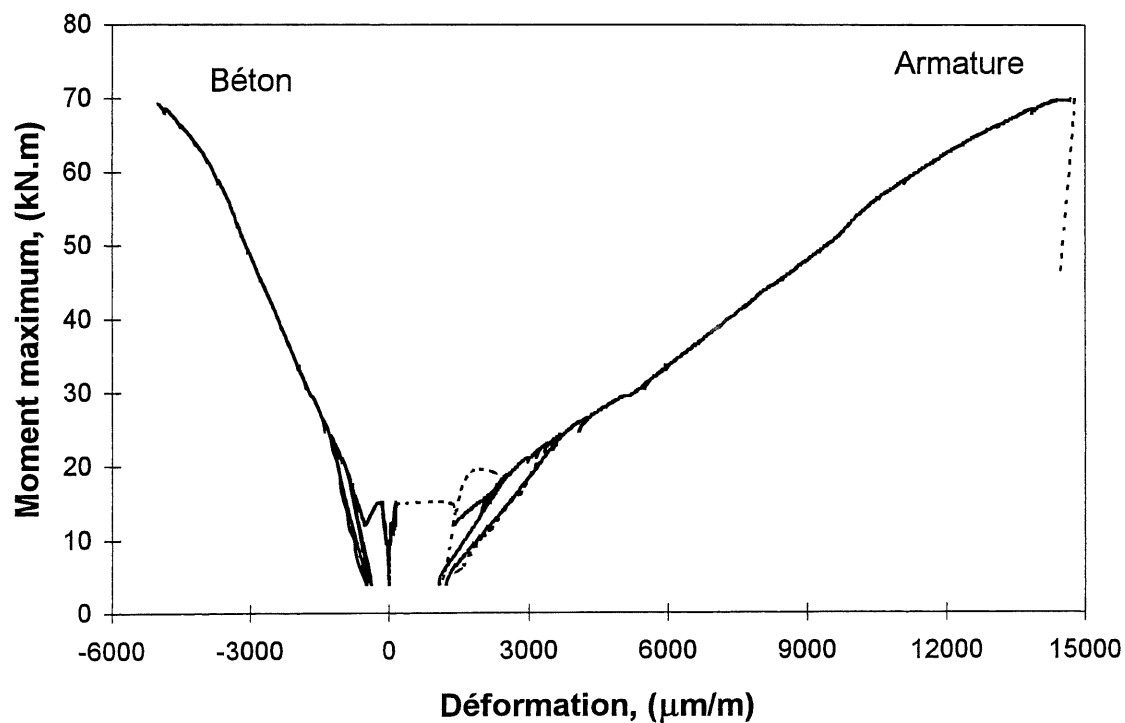


Figure 9.214 Déformations moyennes de la dalle SC150OA

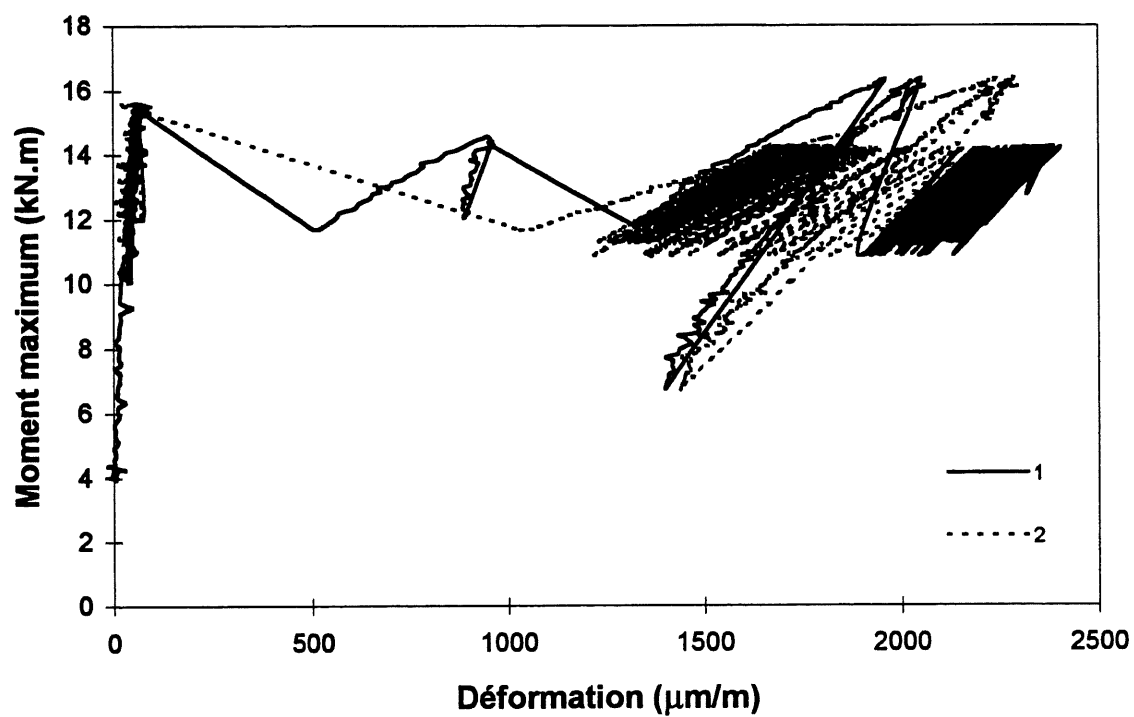


Figure 9.215 Déformation de l'armature au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB

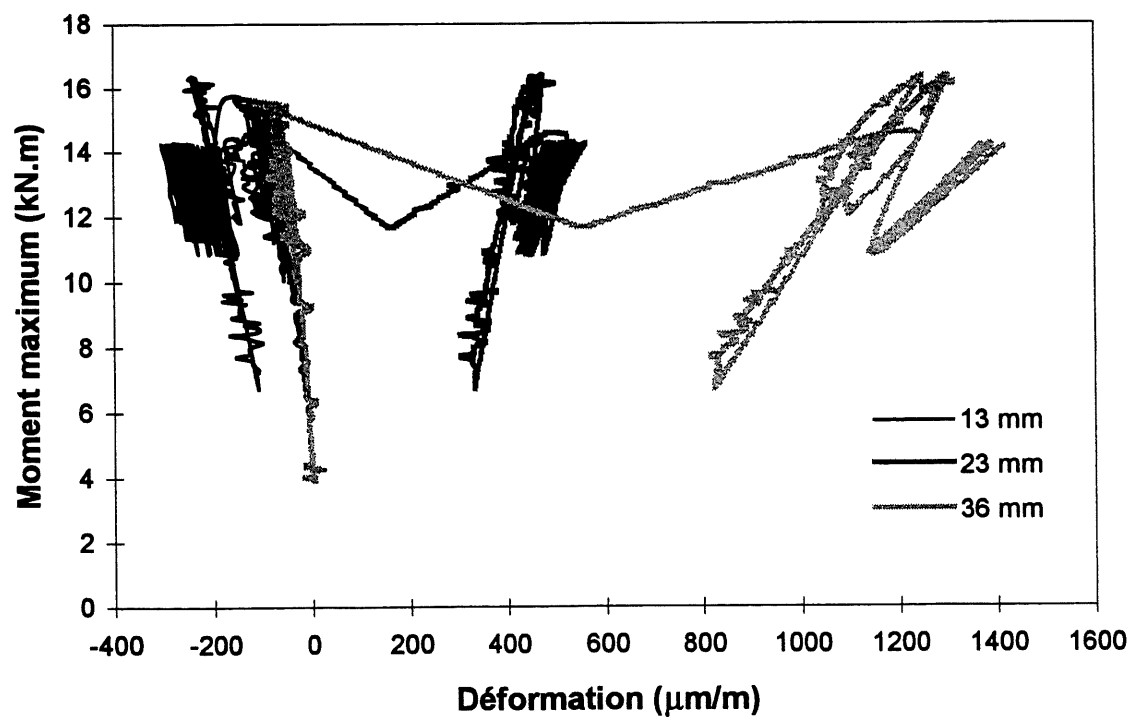


Figure 9.216 Déformation au niveau du béton au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB

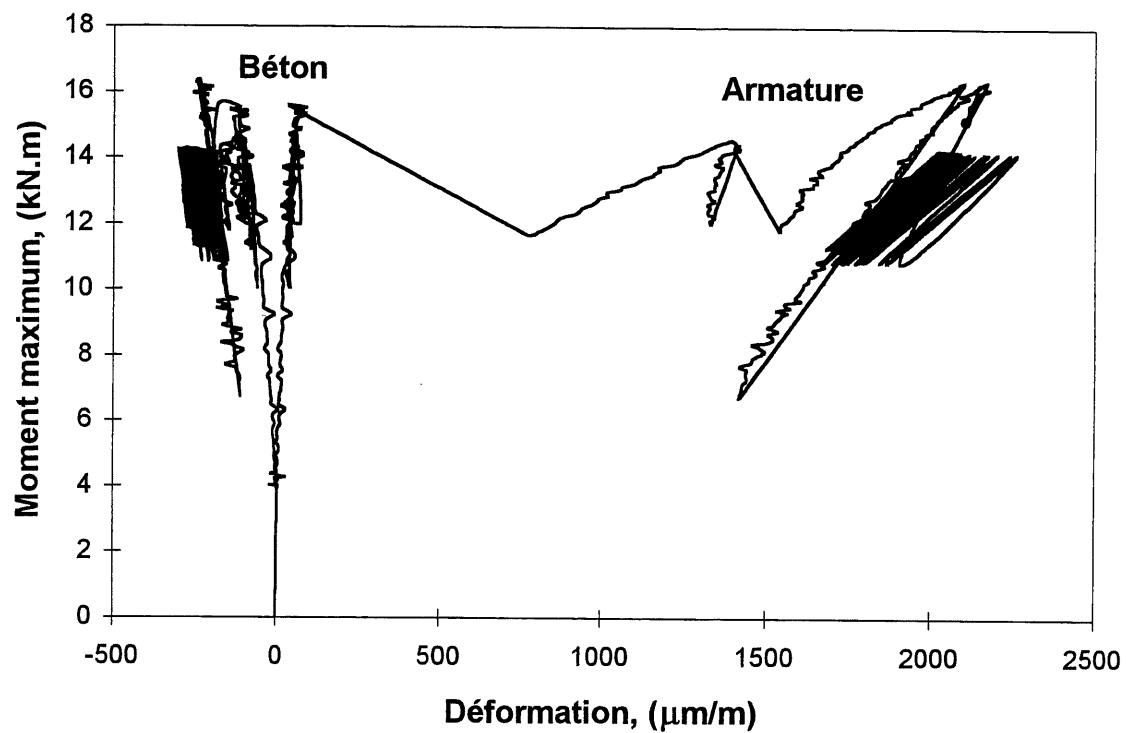


Figure 9.217 Déformations moyennes au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB

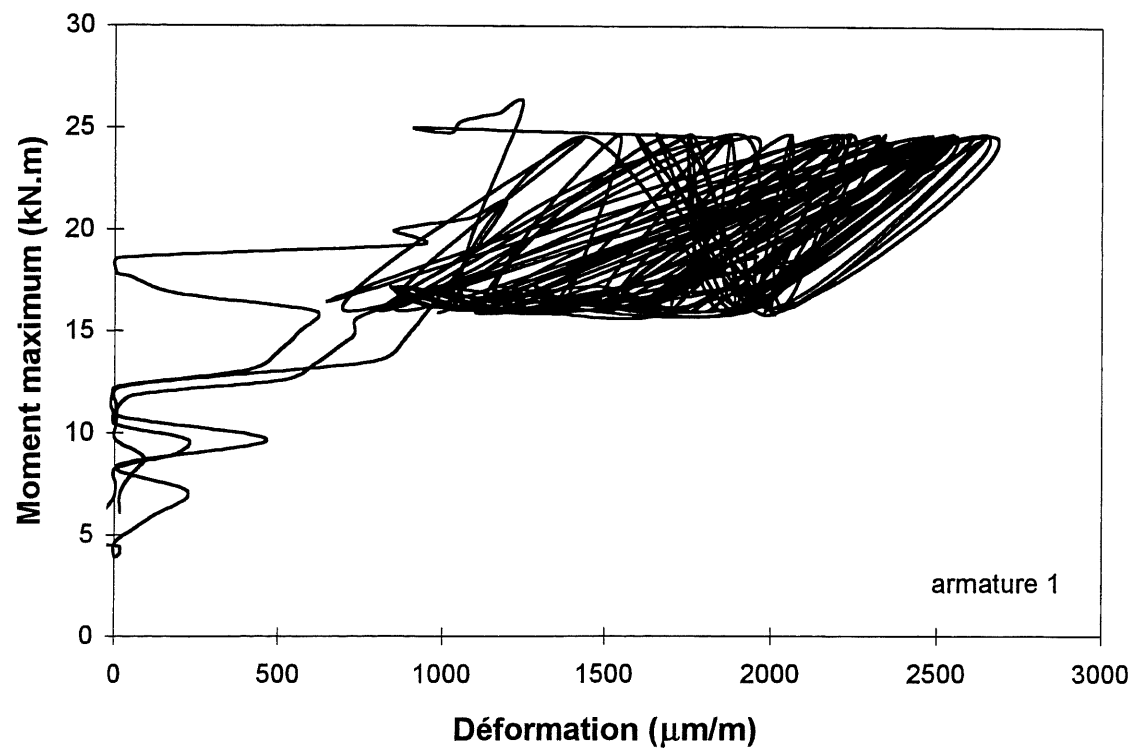


Figure 9.218 Déformation de l'armature 1 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB

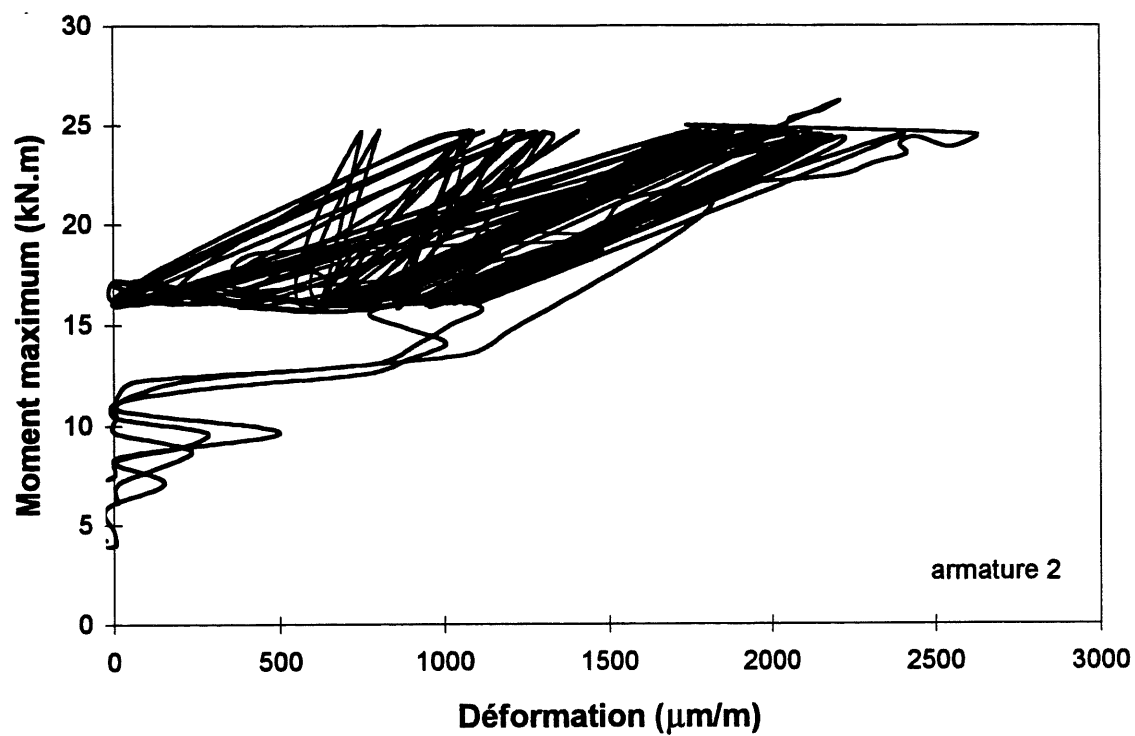


Figure 9.219 Déformation de l'armature 2 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC1500B

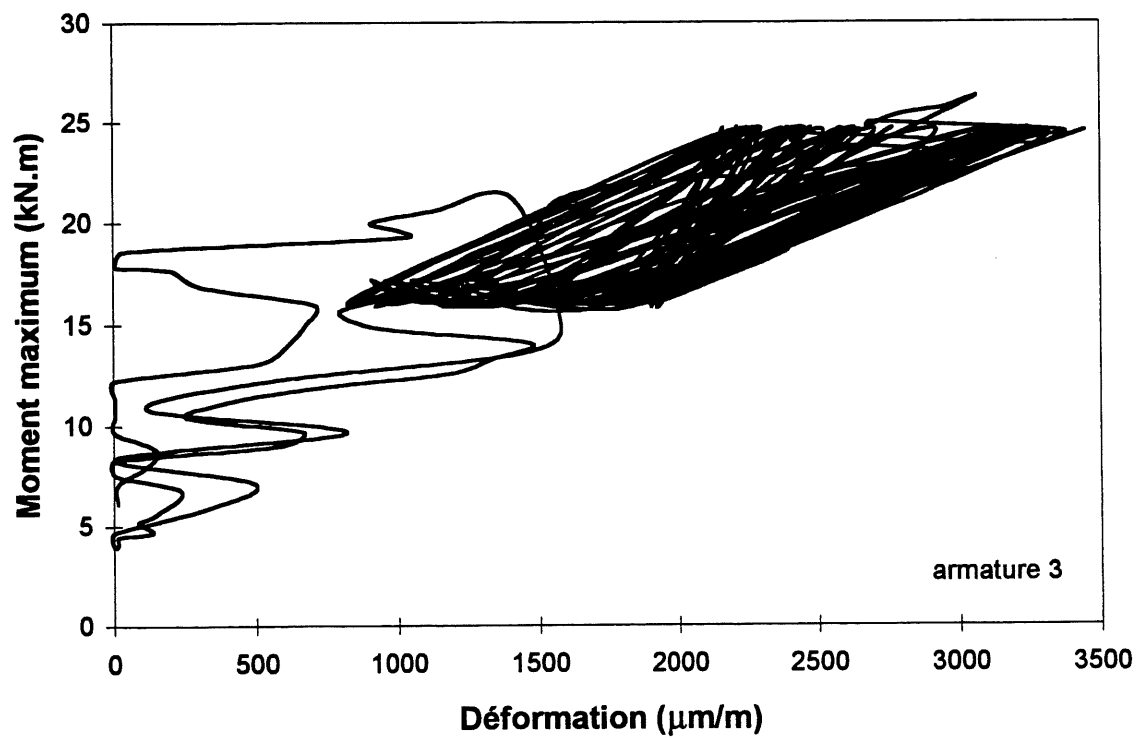


Figure 9.220 Déformation de l'armature 3 au deuxième chargement cyclique de la dalle SC1500B

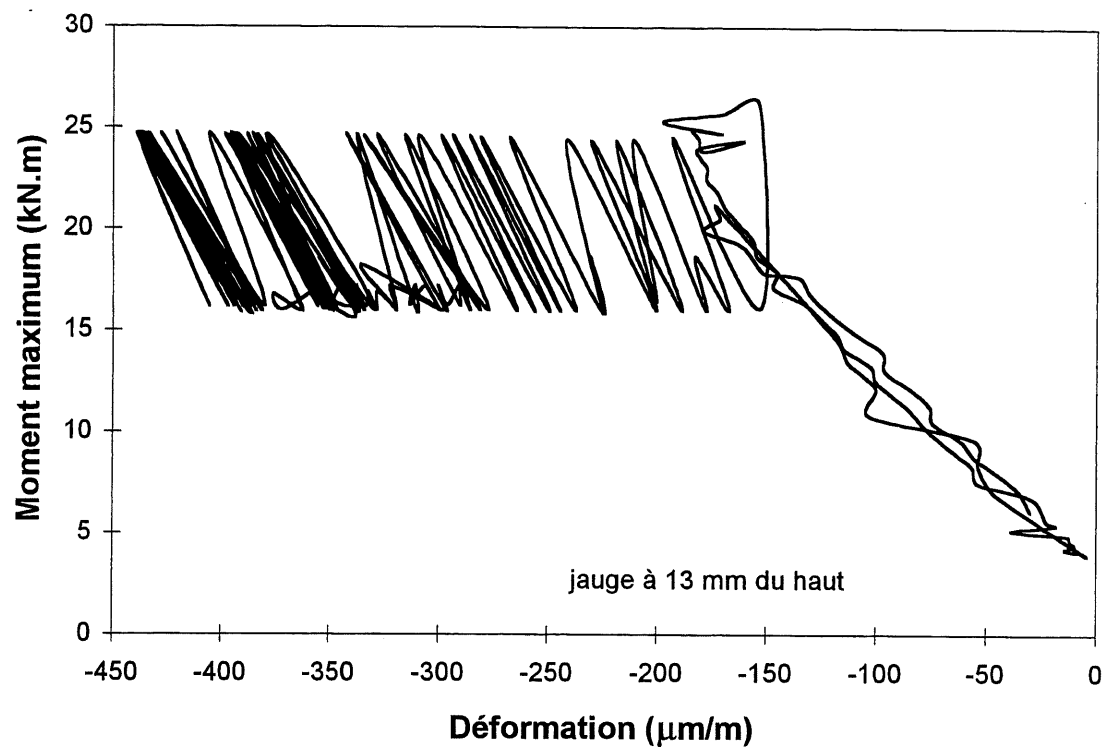


Figure 9.221 Déformation au niveau du béton au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB

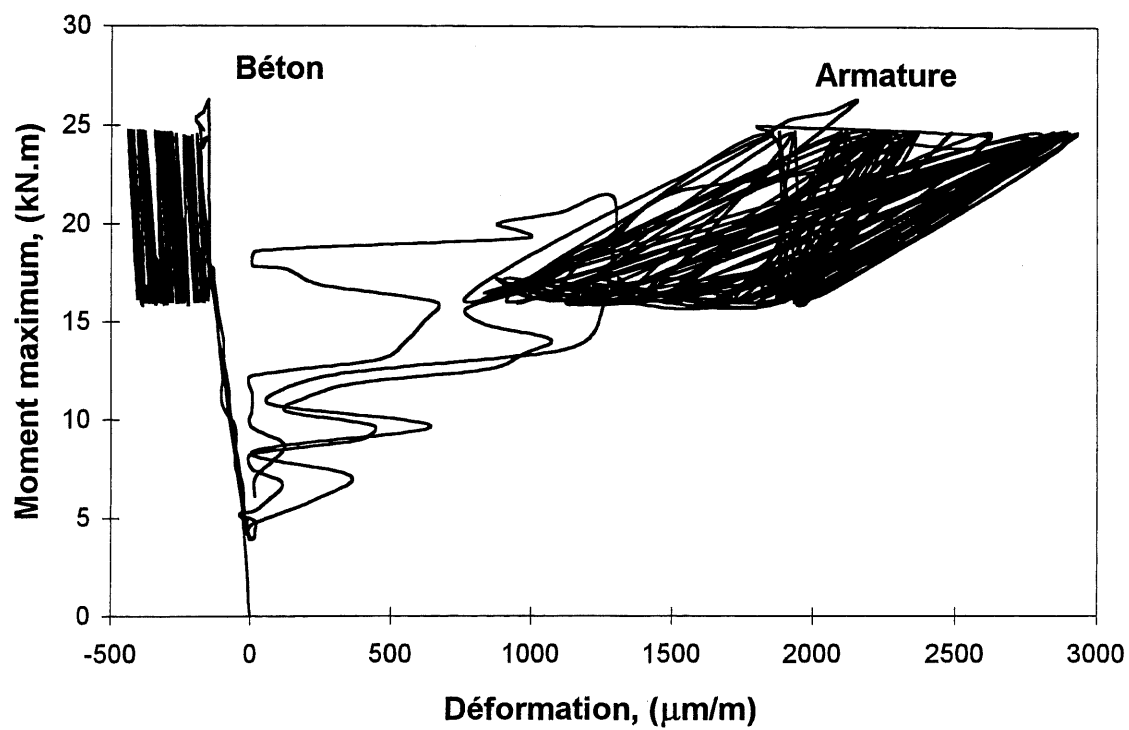


Figure 9.222 Déformations moyennes au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB

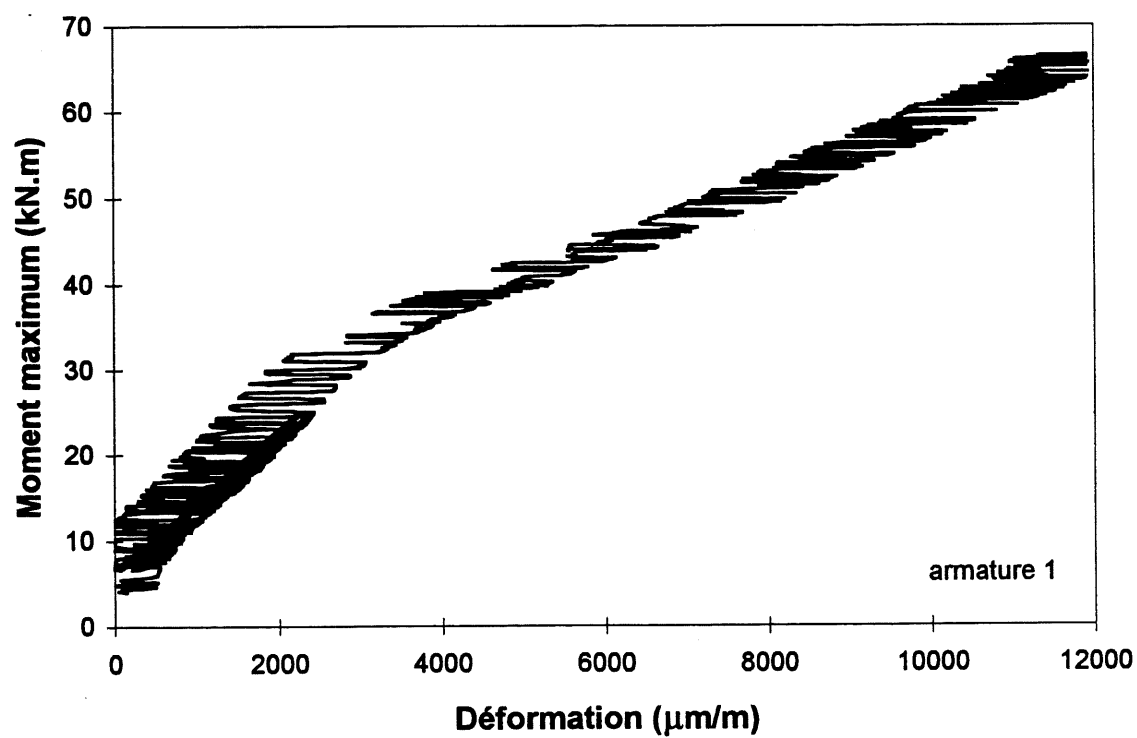


Figure 9.223 Déformation de l'armature 1 au chargement monotonique de la dalle SC150OB

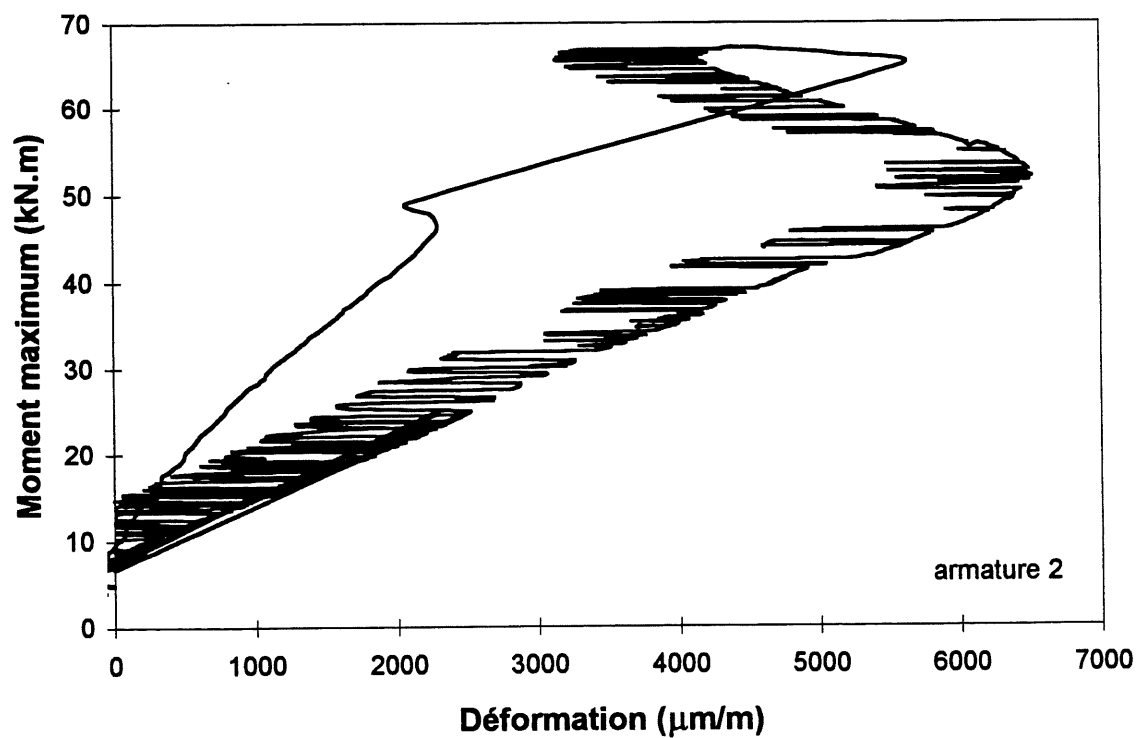


Figure 9.224 Déformation de l'armature 2 au chargement monotonique de la dalle SC150OB

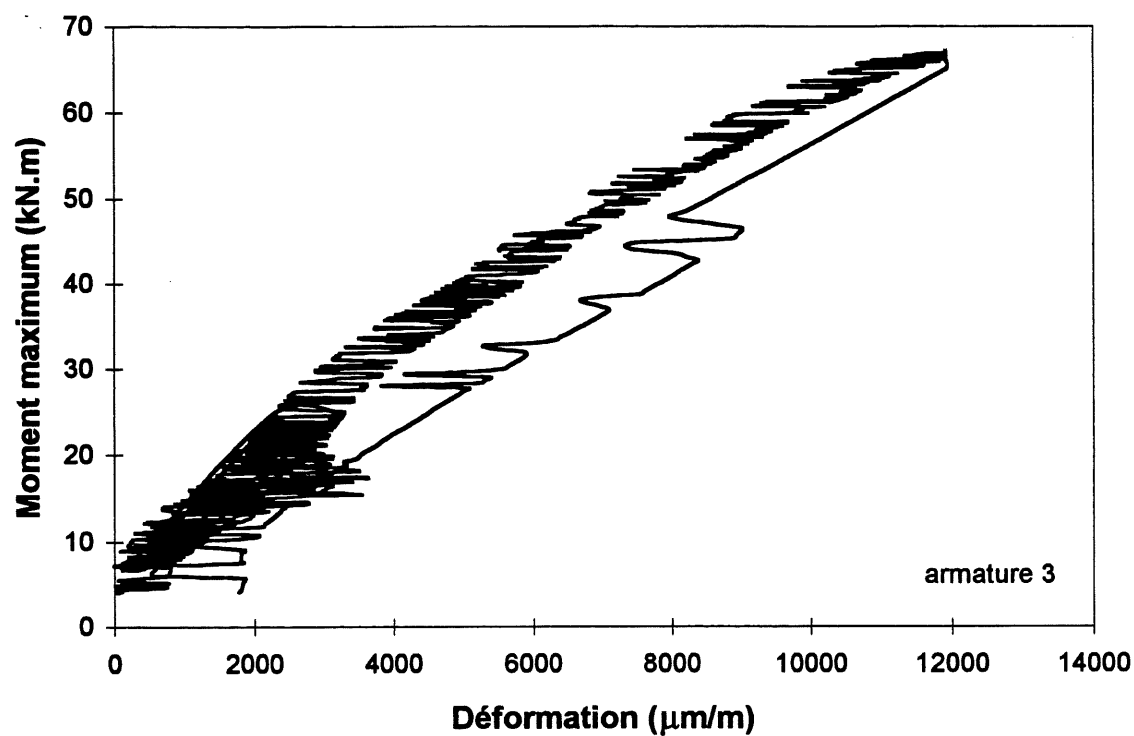


Figure 9.225 Déformation de l'armature 3 au chargement monotonique de la dalle SC150OB

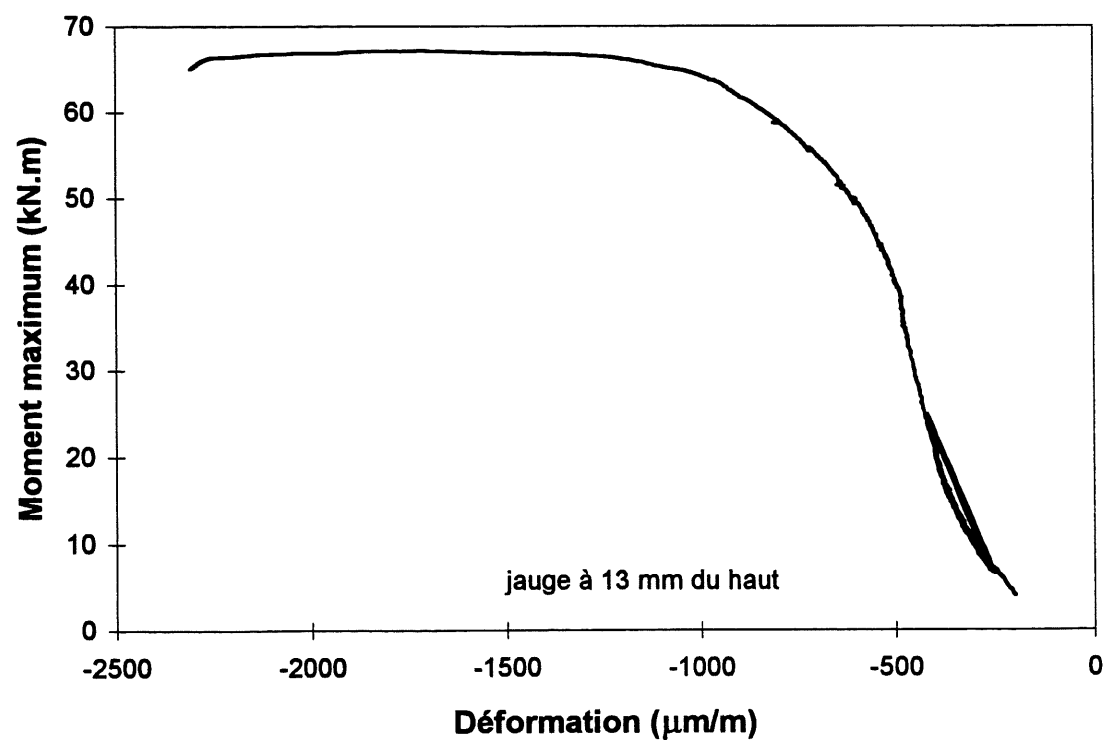


Figure 9.226 Déformation au niveau du béton au chargement monotonique de la dalle SC150OB



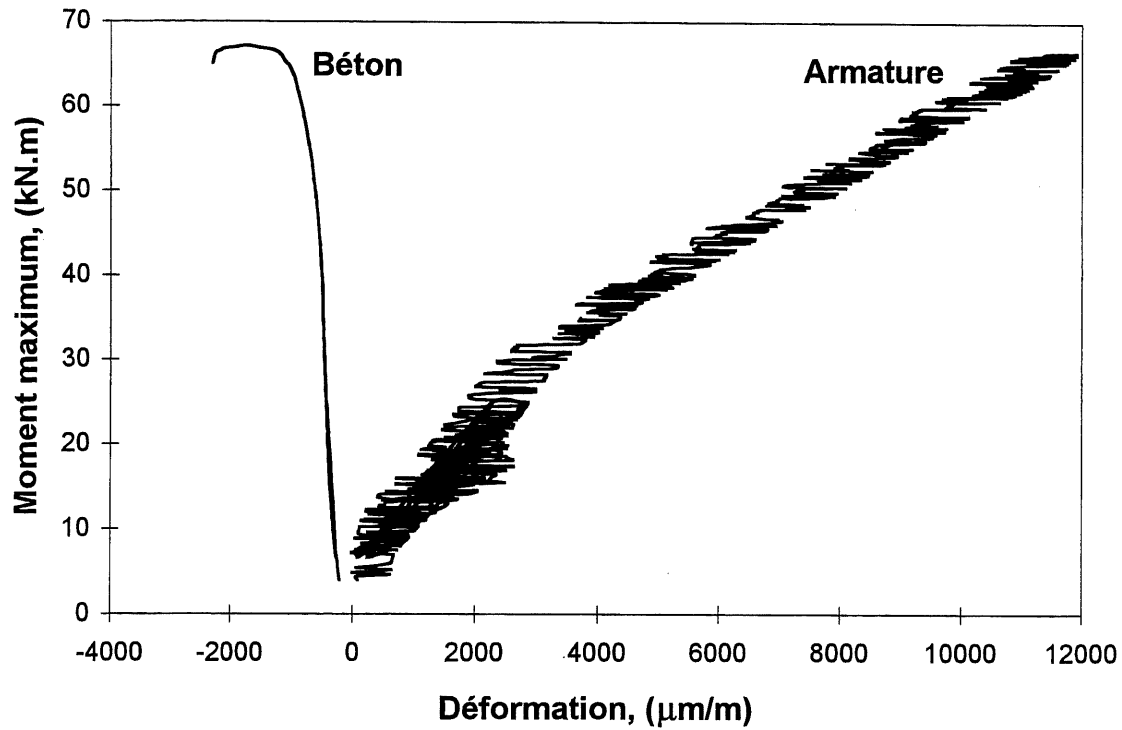


Figure 9.227 Déformations moyennes au chargement monotonique de la dalle SC150OB

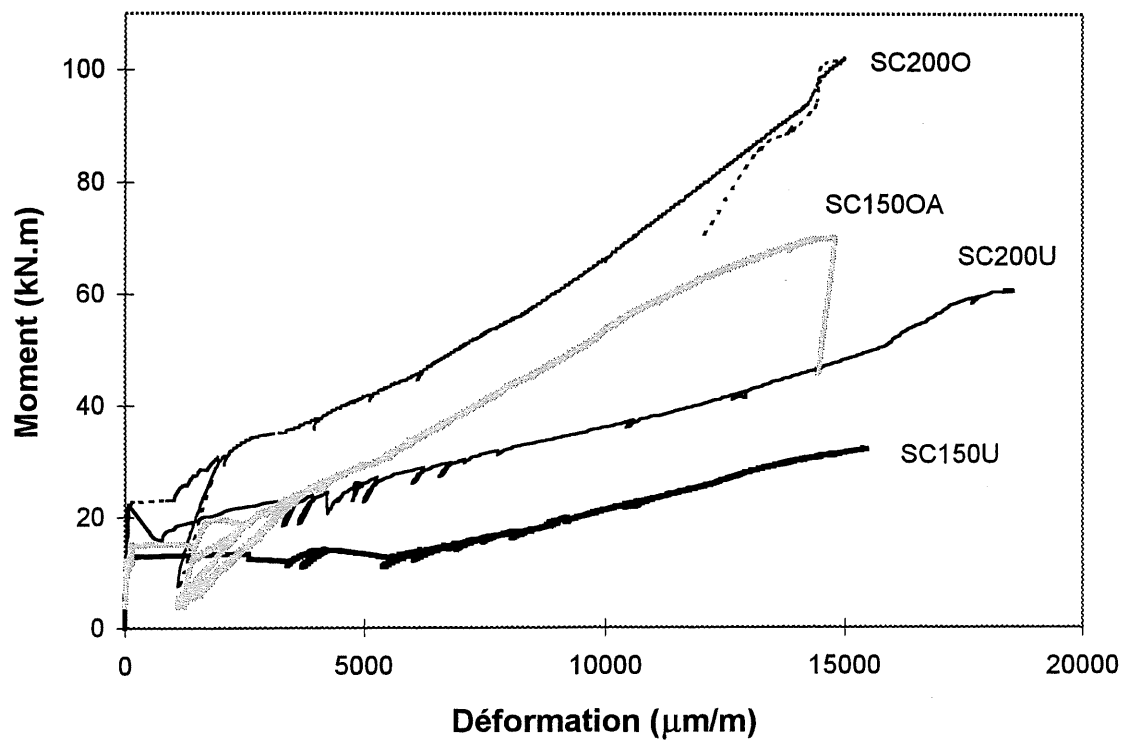


Figure 9.228 Comparaison des déformations de l'armature des différentes dalles

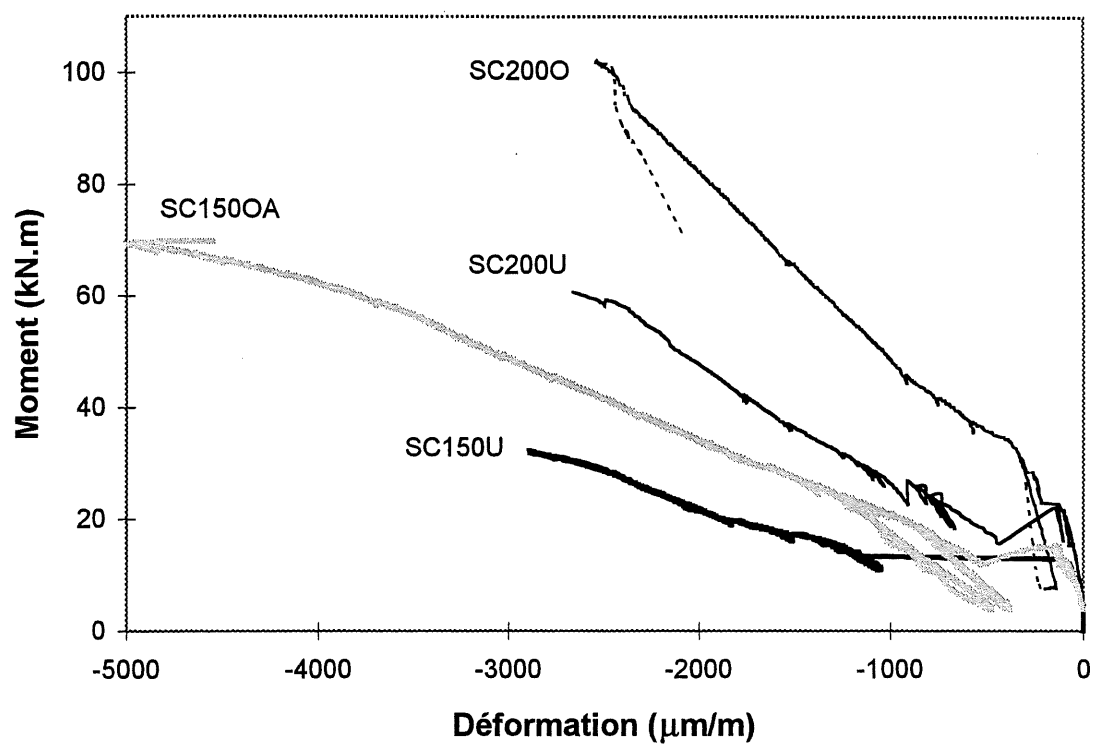


Figure 9.229 Comparaison des déformations du béton des différentes dalles

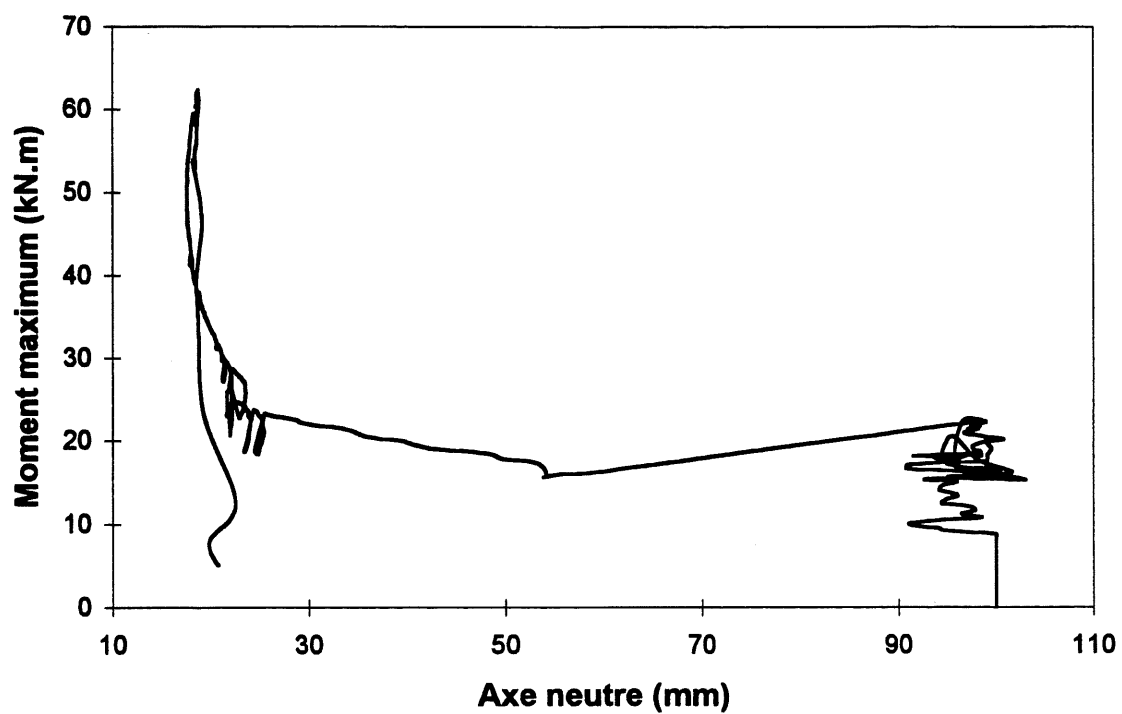


Figure 9.230 Axe neutre de la dalle SC200U

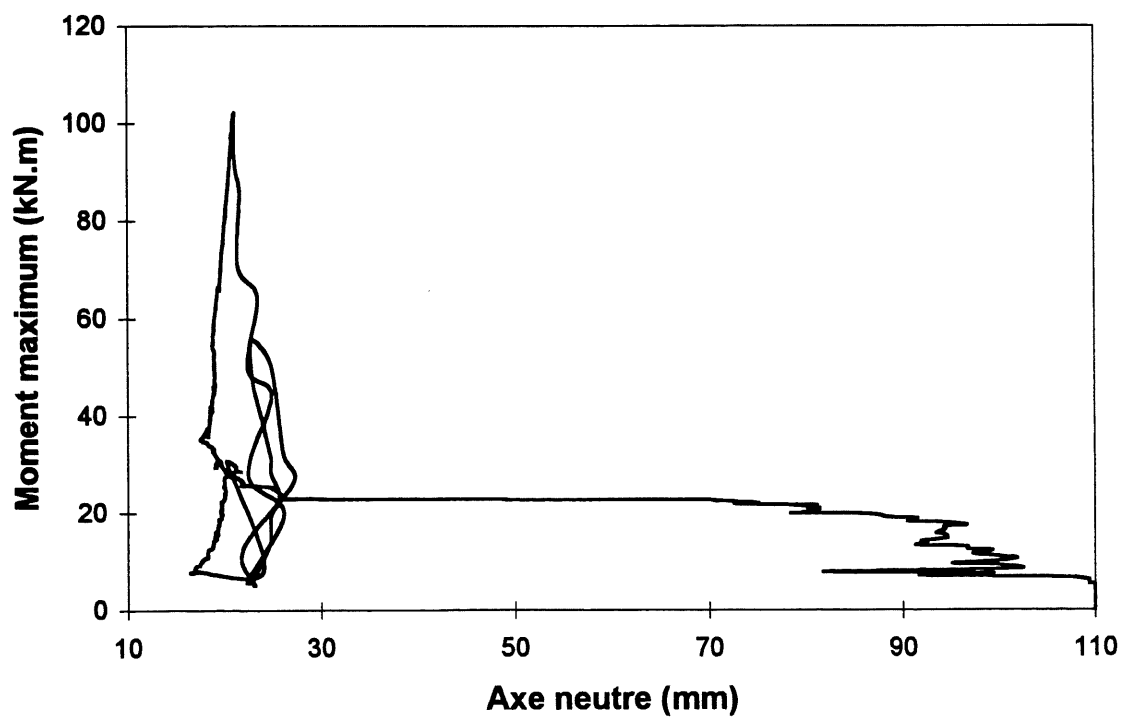


Figure 9.231 Axe neutre de la dalle SC200O

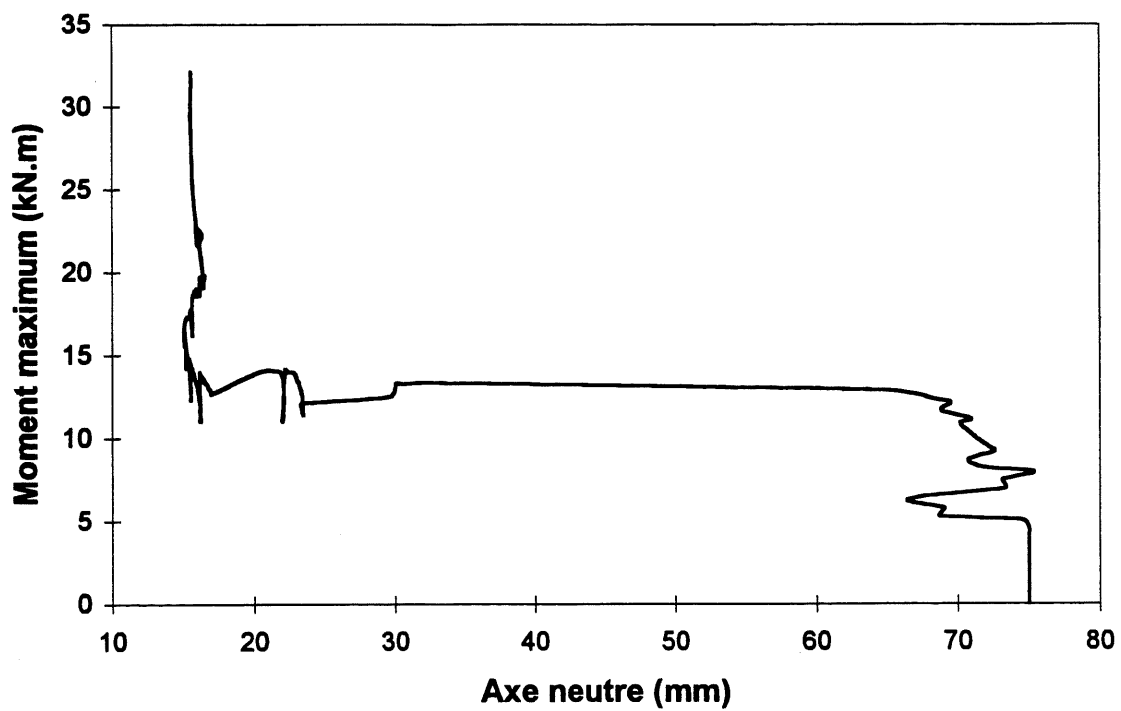


Figure 9.232 Axe neutre de la dalle SC150U

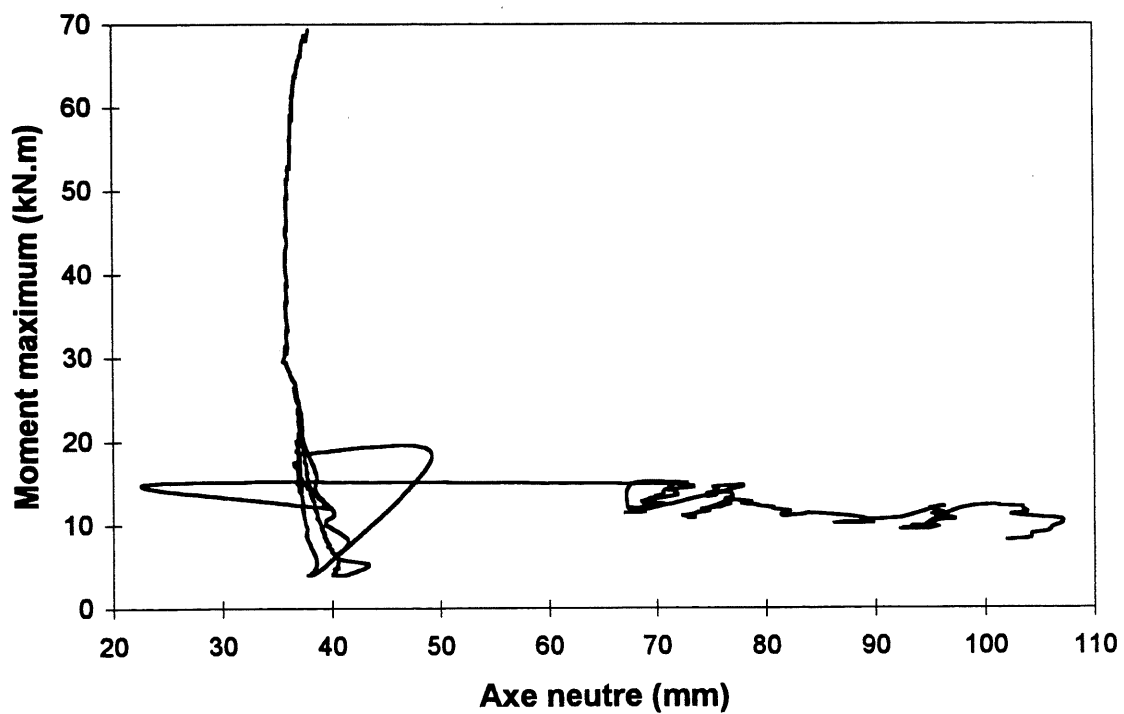


Figure 9.233 Axe neutre de la dalle SC150OA

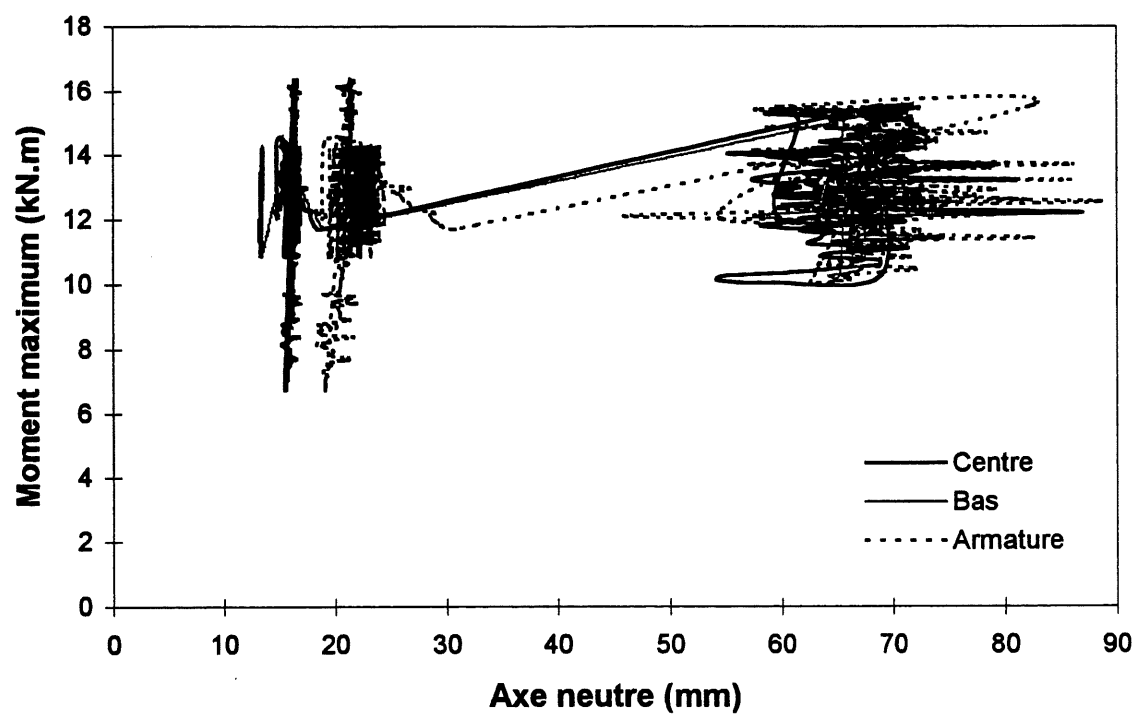


Figure 9.234 Axe neutre au premier chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant le point de lecture

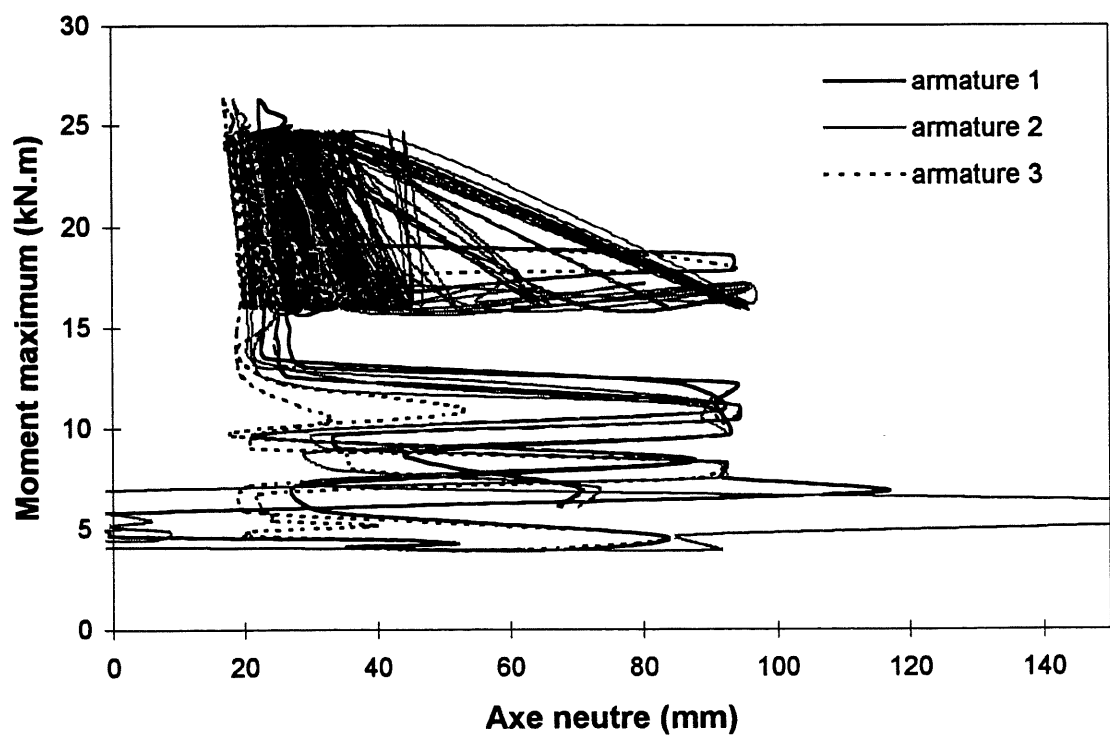


Figure 9.235 Axe neutre au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant l'armature

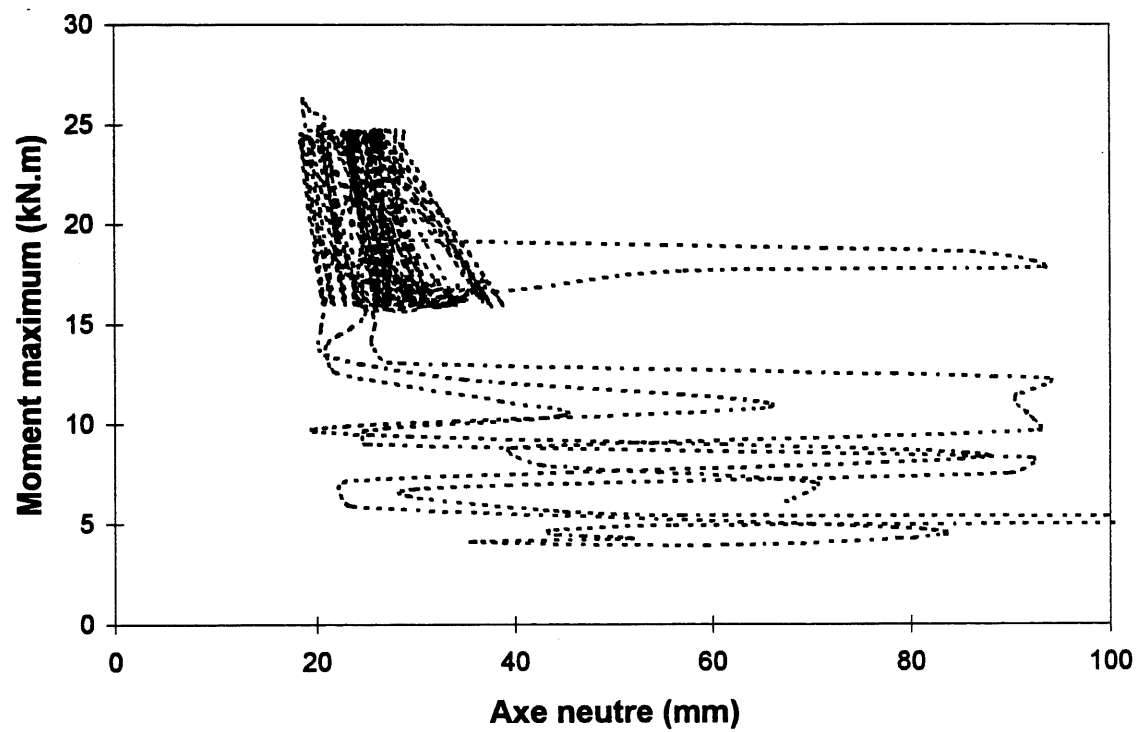


Figure 9.236 Axe neutre au deuxième chargement cyclique de la dalle SC150OB suivant l'armature moyenne

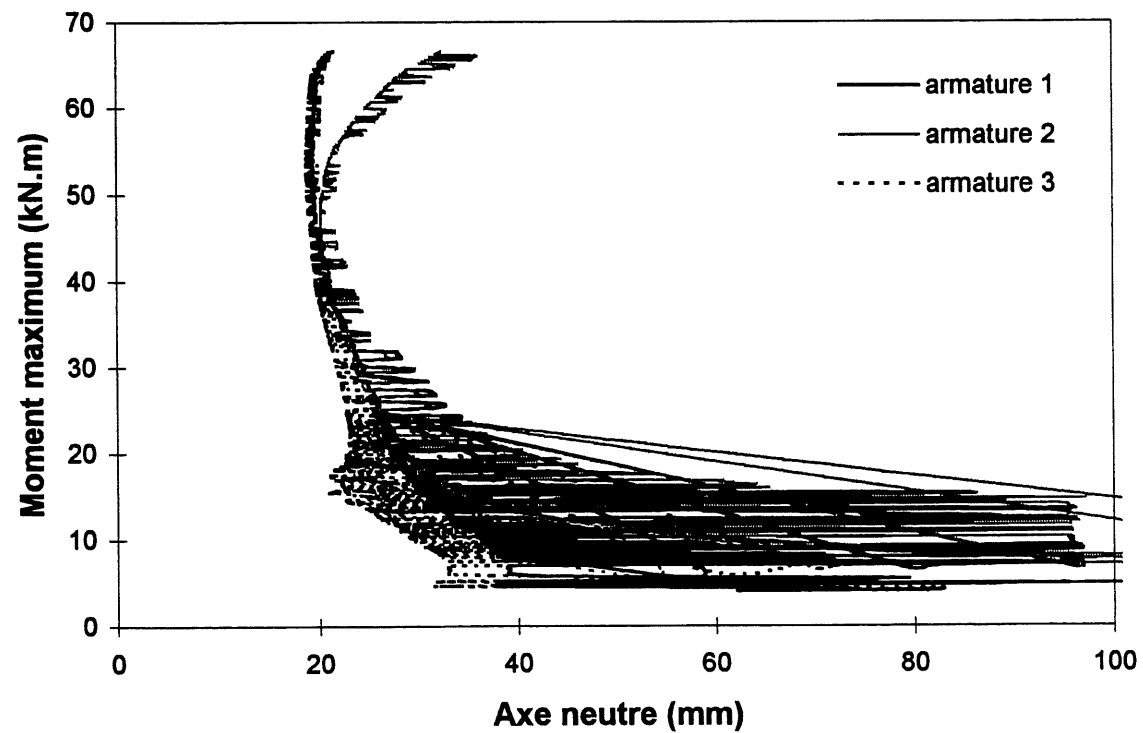
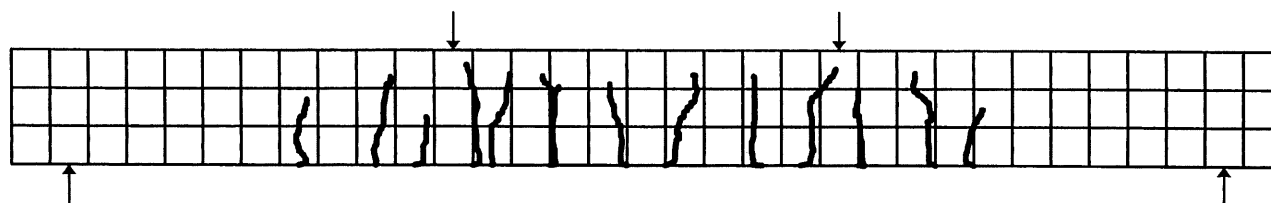

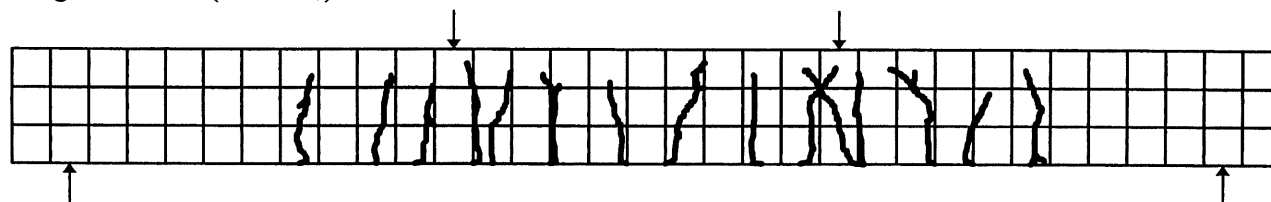


Figure 9.237 Axe neutre au chargement monotonique de la dalle SC150OB



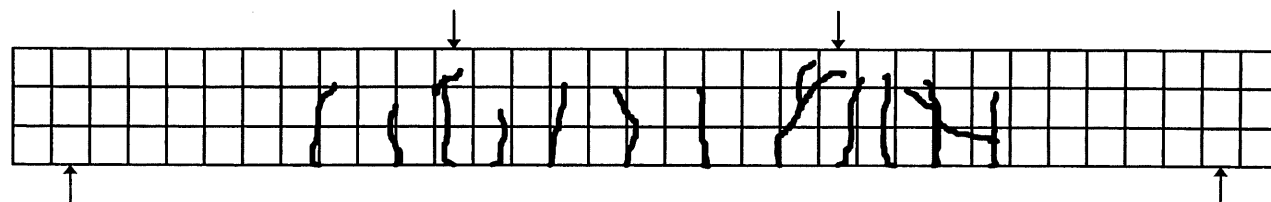
100 mm  
 67 mm

a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

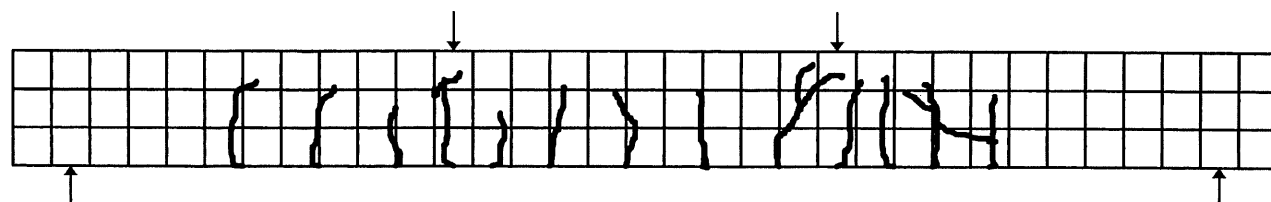


b) Charge élevée (90%  $M_u$ )

Figure 9.238 Réseau de fissuration de la dalle SC200U

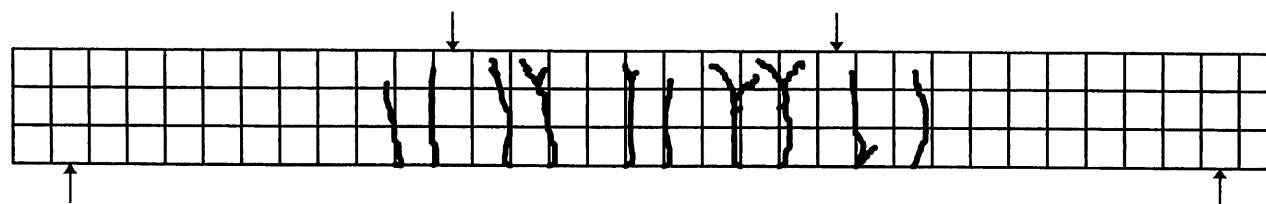


a) Charge modérée (50%  $M_u$ )



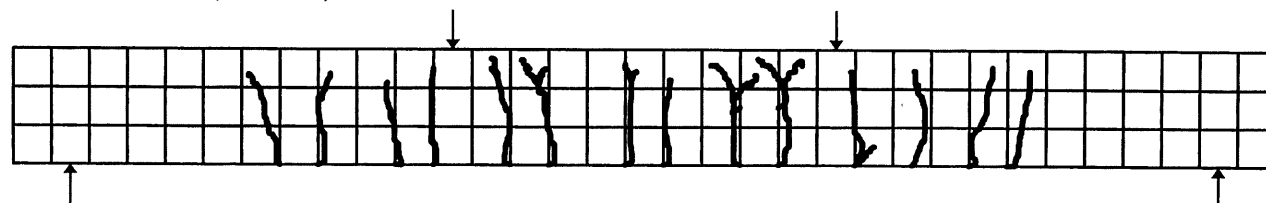
b) Charge élevée (90%  $M_u$ )

Figure 9.239 Réseau de fissuration de la dalle SC200O



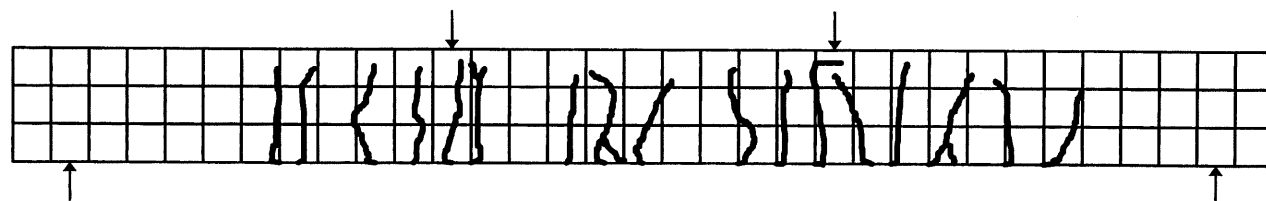
100 mm  
 □ 50 mm

a) Charge modérée (50%  $M_u$ )

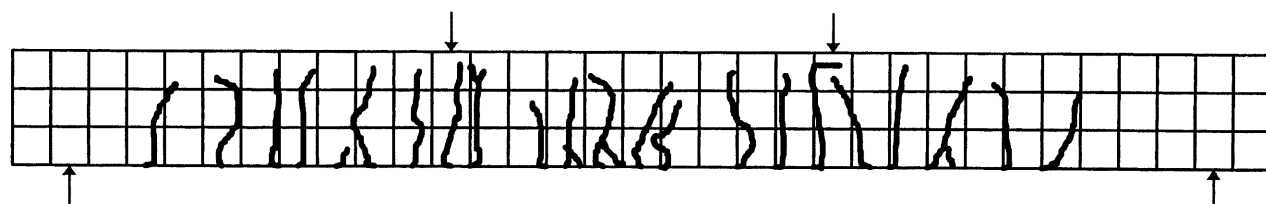


b) Charge élevée (90%  $M_u$ )

Figure 9.240 Réseau de fissuration de la dalle SC150U



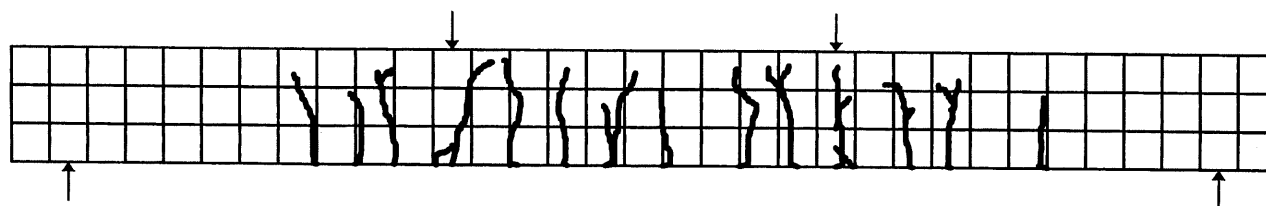
a) Charge modérée (50%  $M_u$ )




b) Charge élevée (90%  $M_u$ )

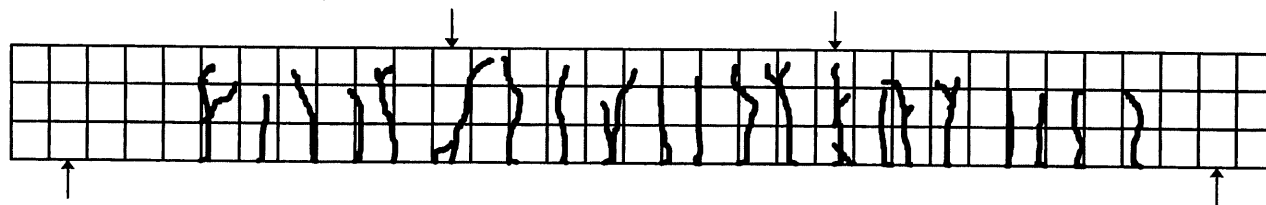
Figure 9.241 Réseau de fissuration de la dalle SC150OA





100 mm  
 50 mm

a) Charge modérée ( $50\% M_u$ )



b) Charge élevée ( $90\% M_u$ )

Figure 9.242 Réseau de fissuration de la dalle SC150OB

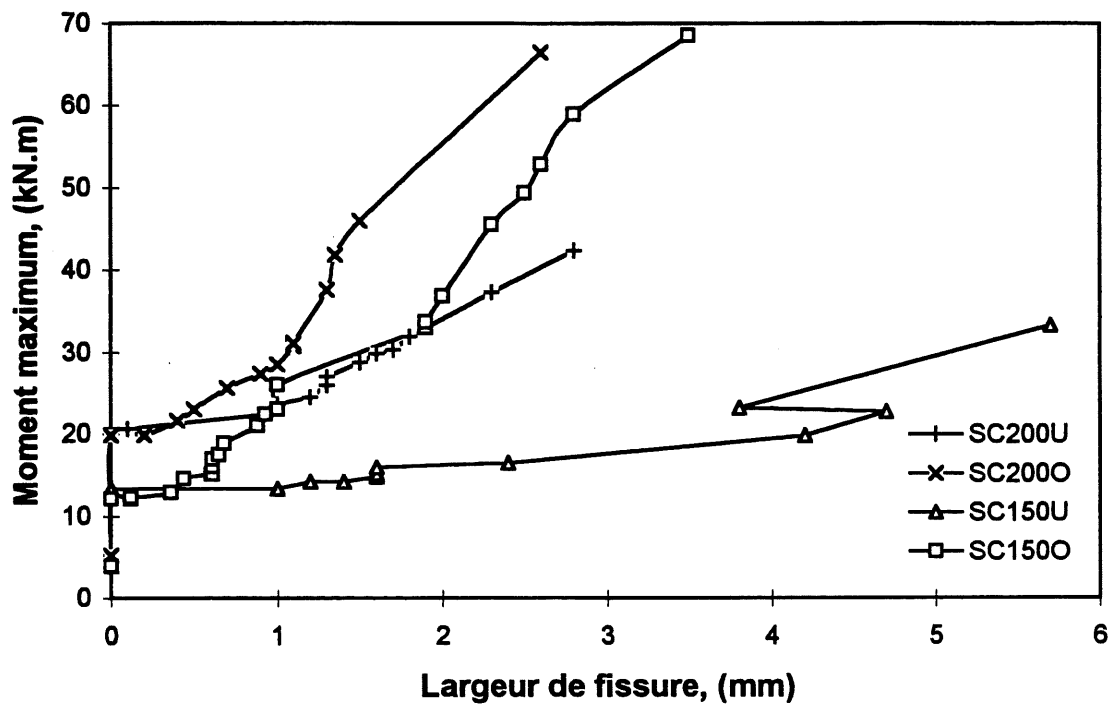


Figure 9.243 Comparaison de la largeur de fissure expérimentale des différentes dalles

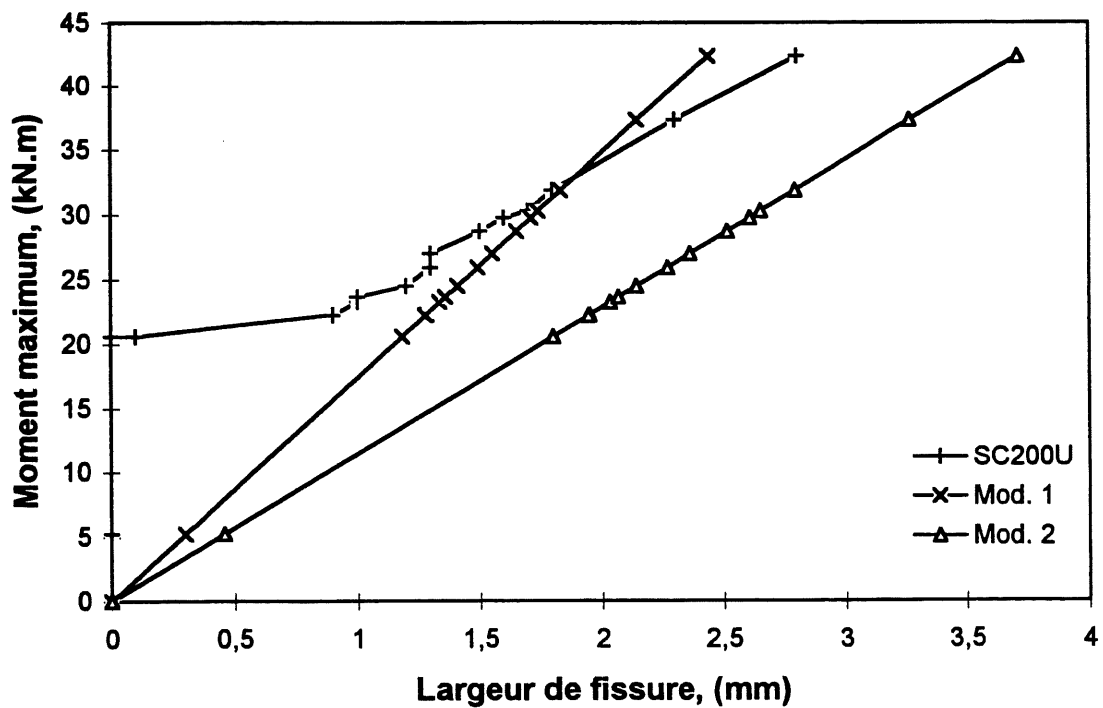


Figure 9.244 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC200U

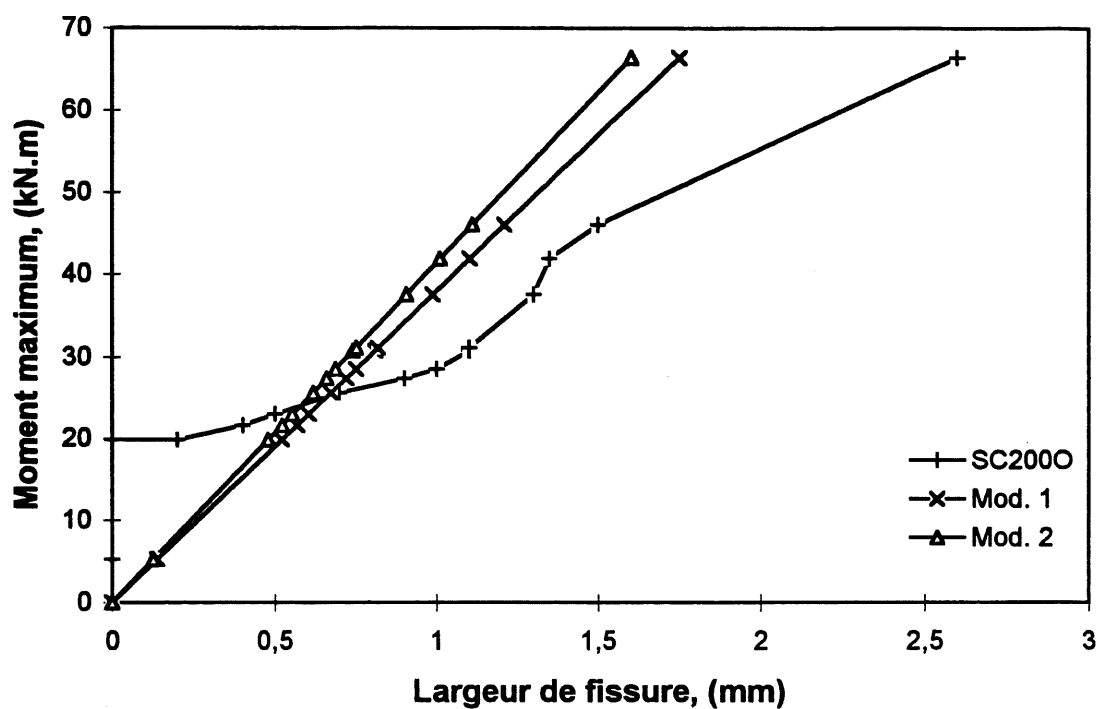


Figure 9.245 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC2000

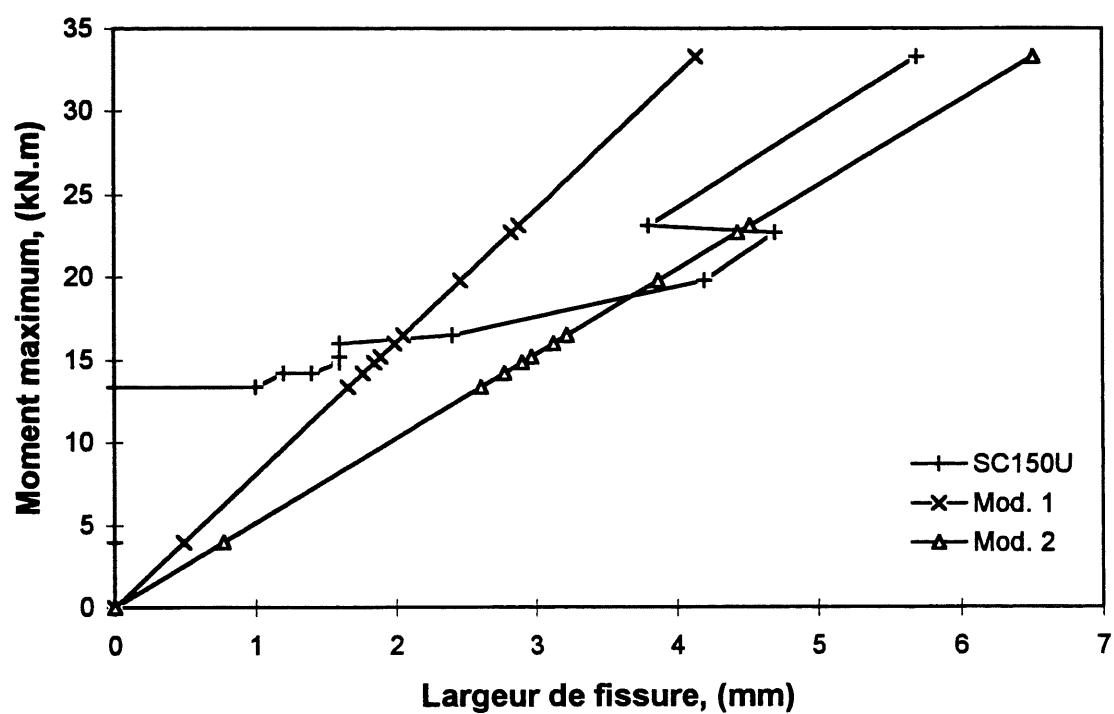


Figure 9.246 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC150U

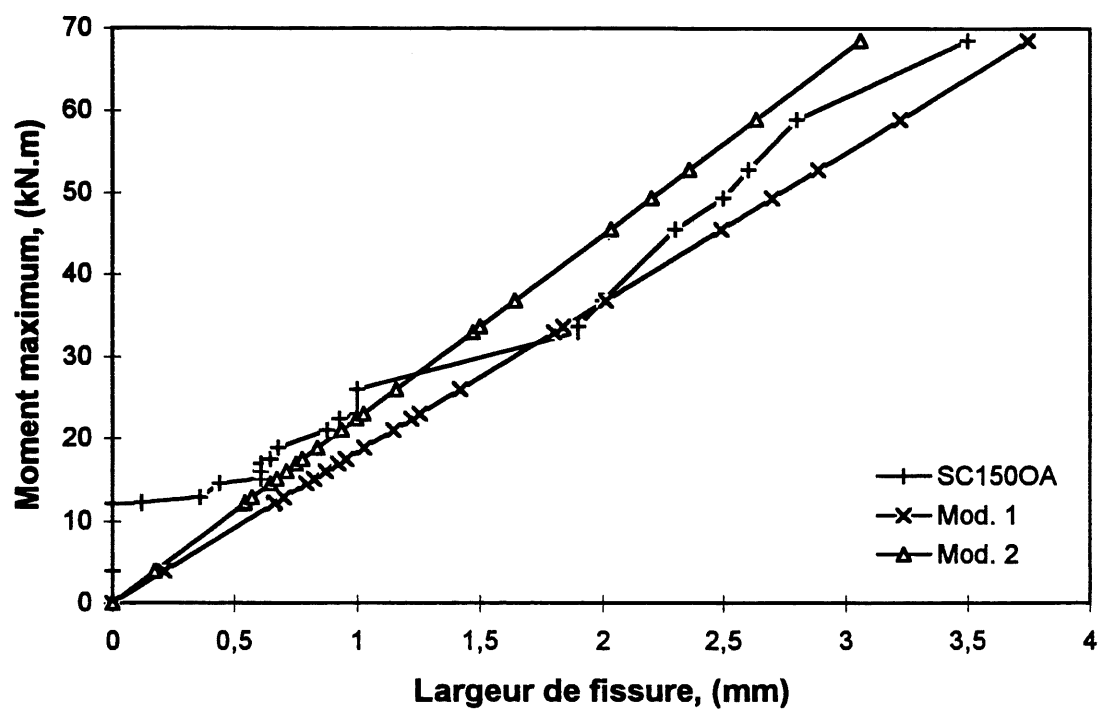


Figure 9.247 Comparaison des largeurs de fissure expérimentales et théoriques de la dalle SC150OA



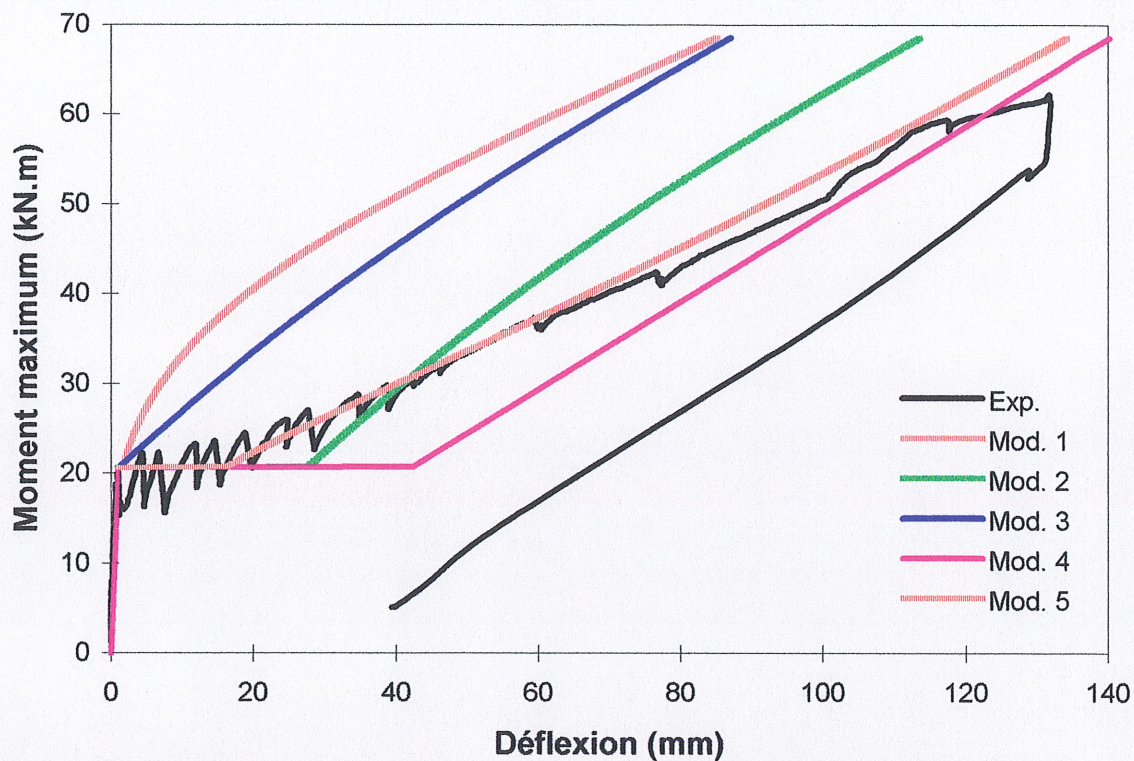


Figure 9.248 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC200U

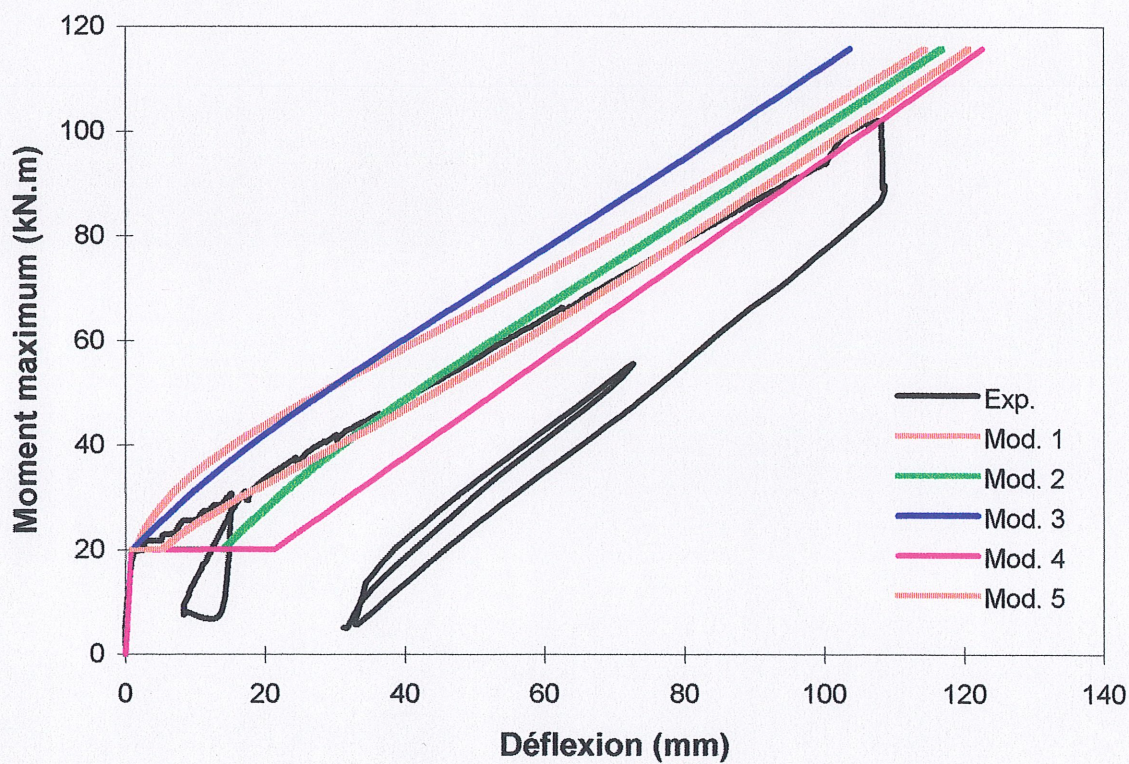


Figure 9.249 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC2000



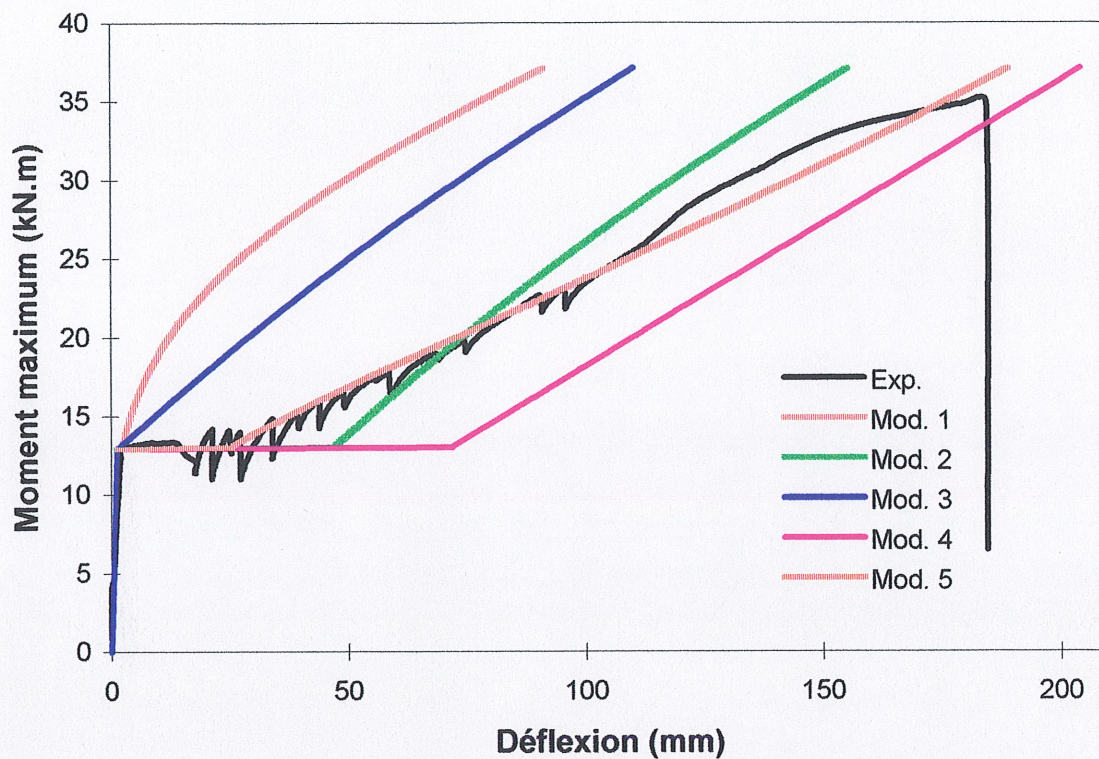


Figure 9.250 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150U

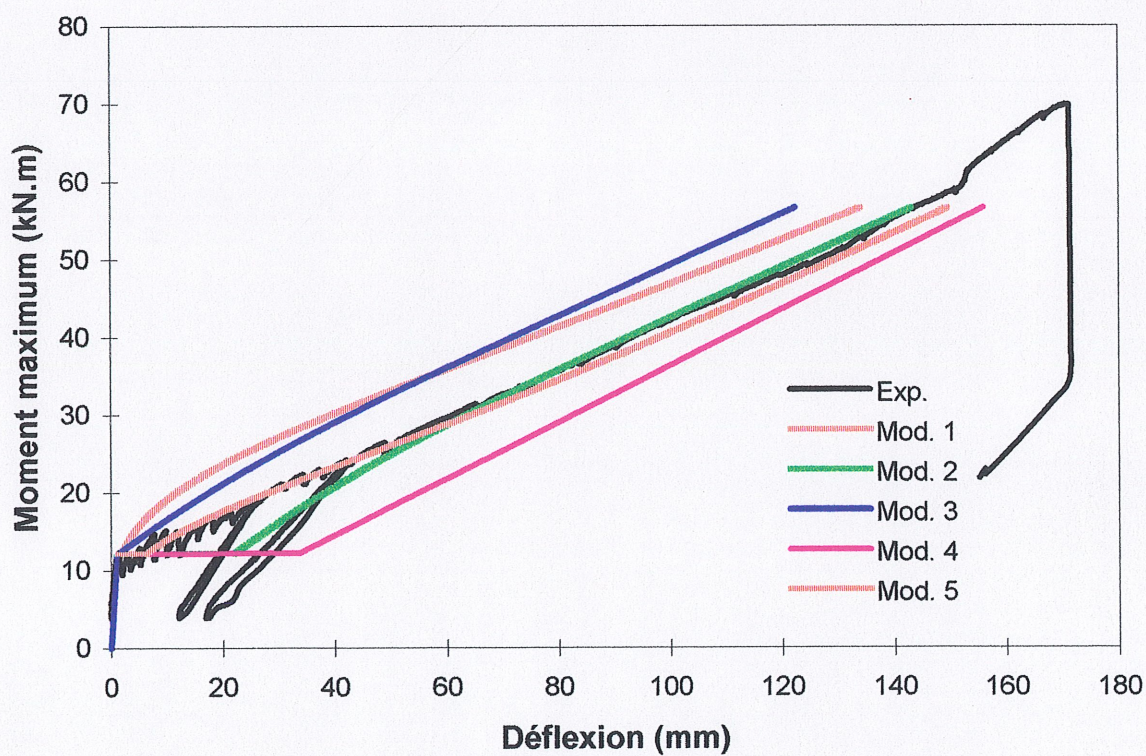


Figure 9.251 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150OA



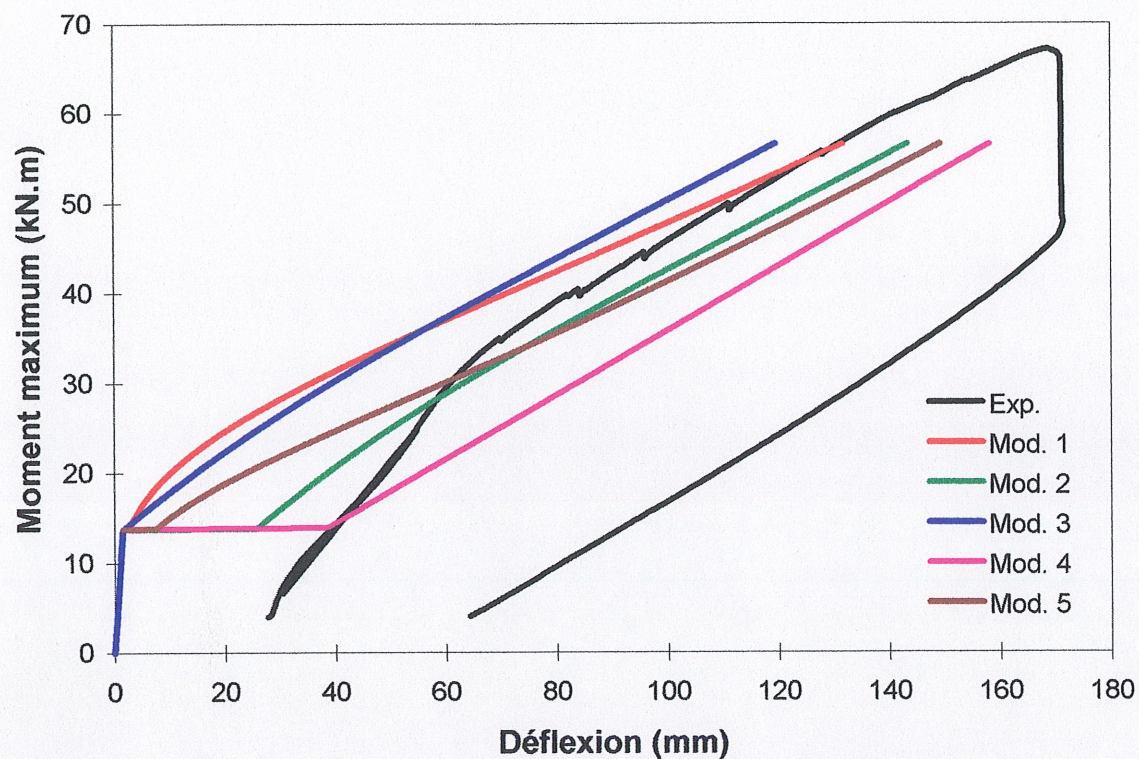


Figure 9.252 Comparaison des déflexions expérimentales et théoriques de la dalle SC150OB

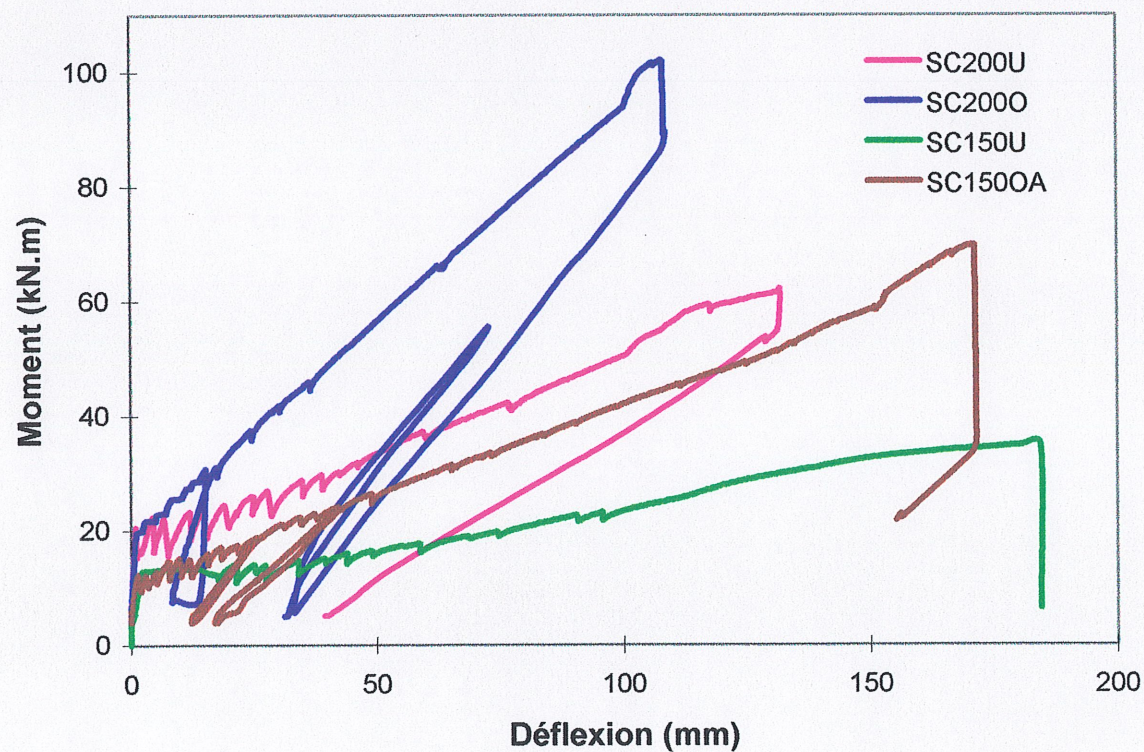


Figure 9.253 Comparaison de la déflexion expérimentale des différentes dalles



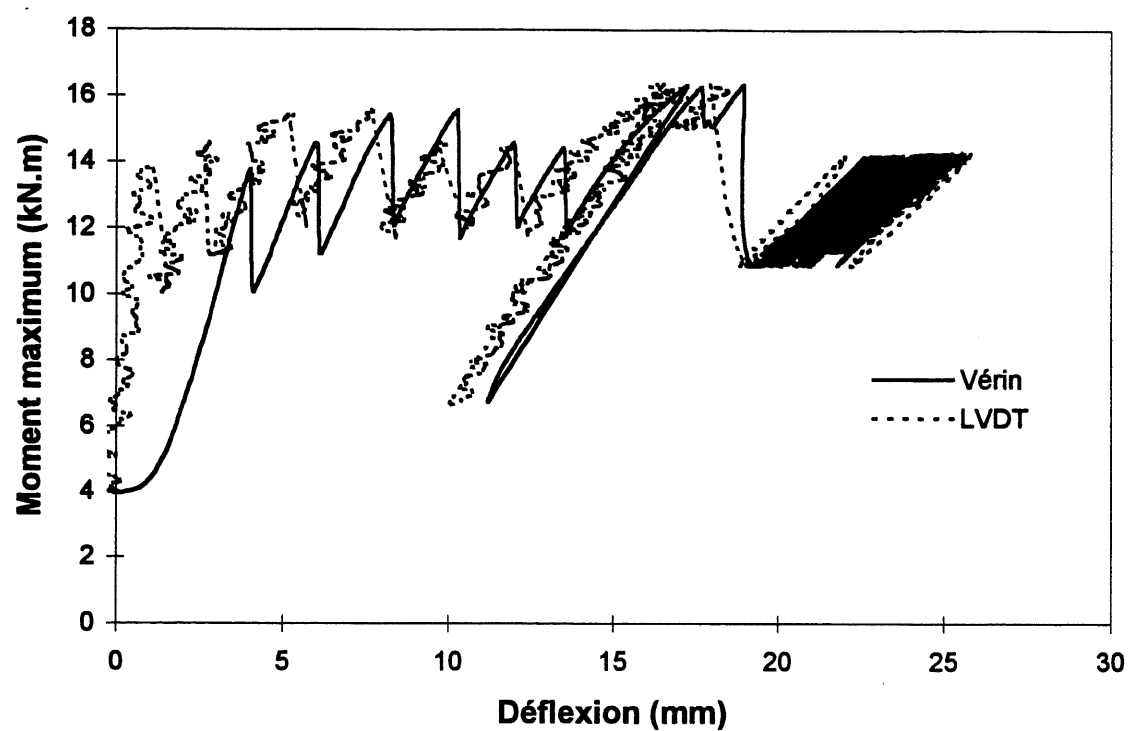


Figure 9.254 Déflexion de la dalle SC150OB au premier chargement cyclique

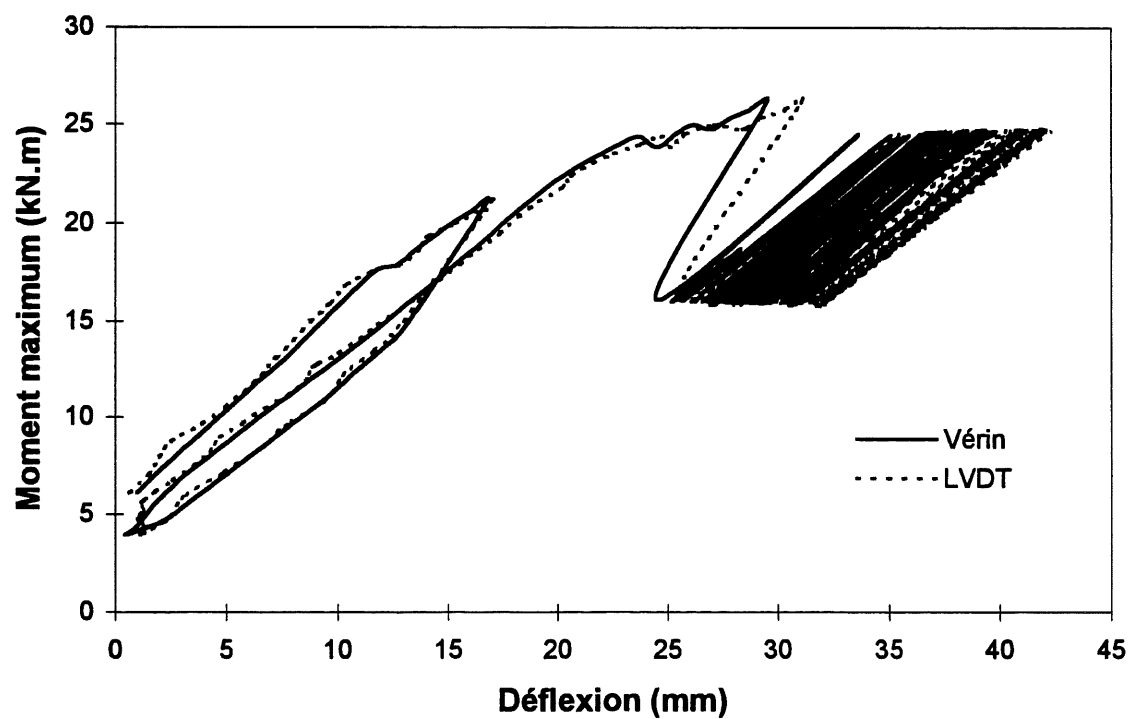


Figure 9.255 Déflexion de la dalle SC150OB au deuxième chargement cyclique



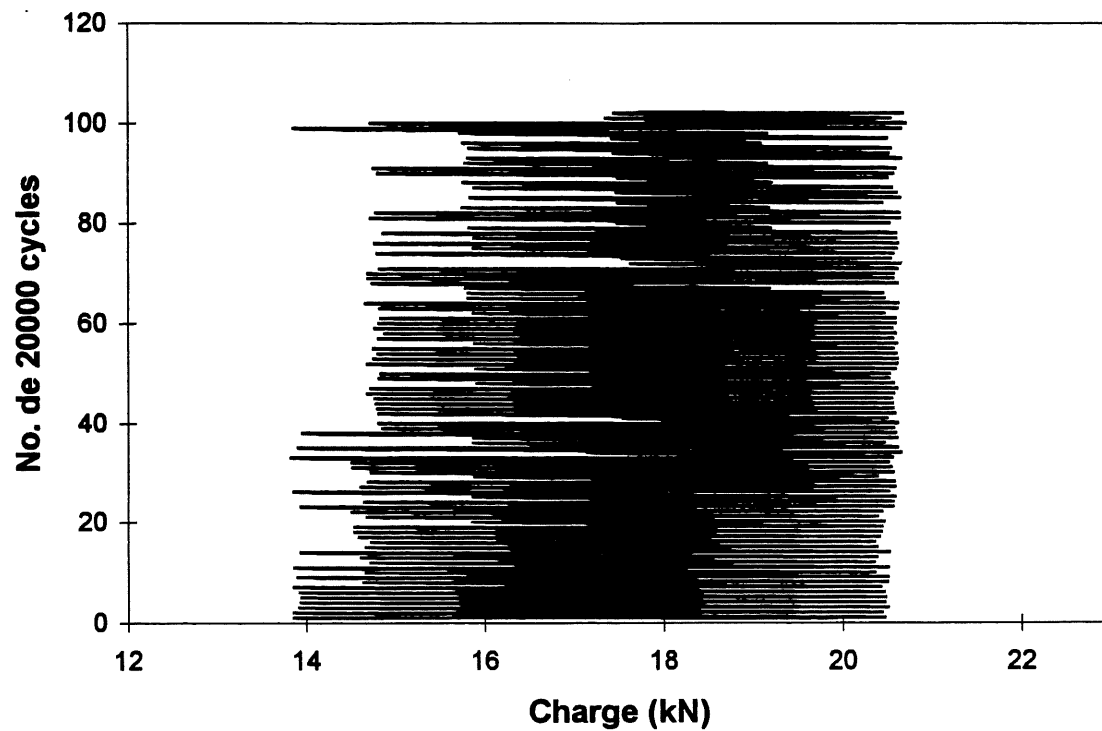


Figure 9.256 Variation de la charge suivant le nombre de cycle (1er cycle)

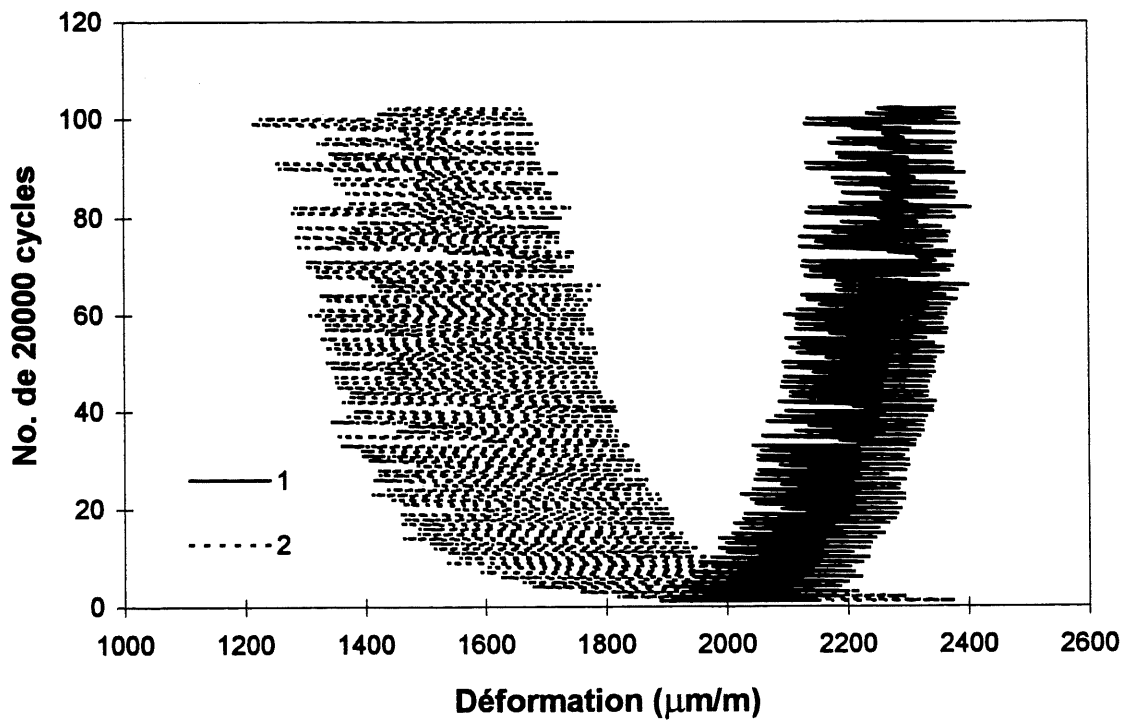


Figure 9.257 Variation des déformations de l'armature suivant le nombre de cycle (1er cycle)

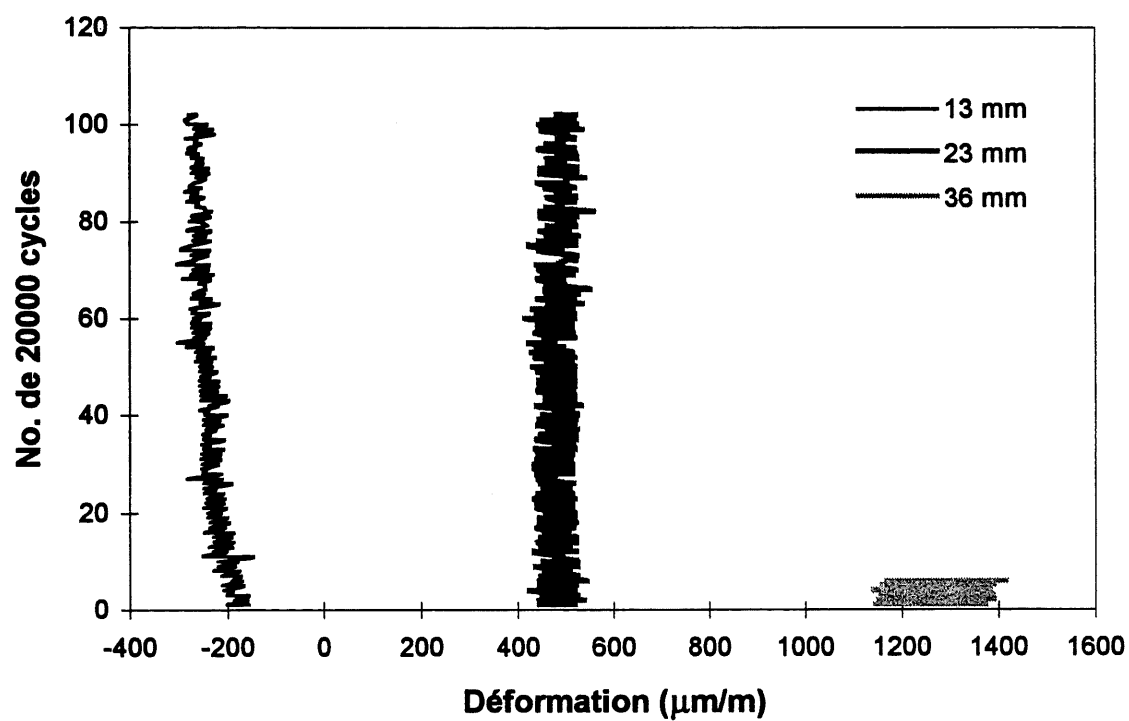


Figure 9.258 Variation des déformations au niveau du béton suivant le nombre de cycle (1er cycle)

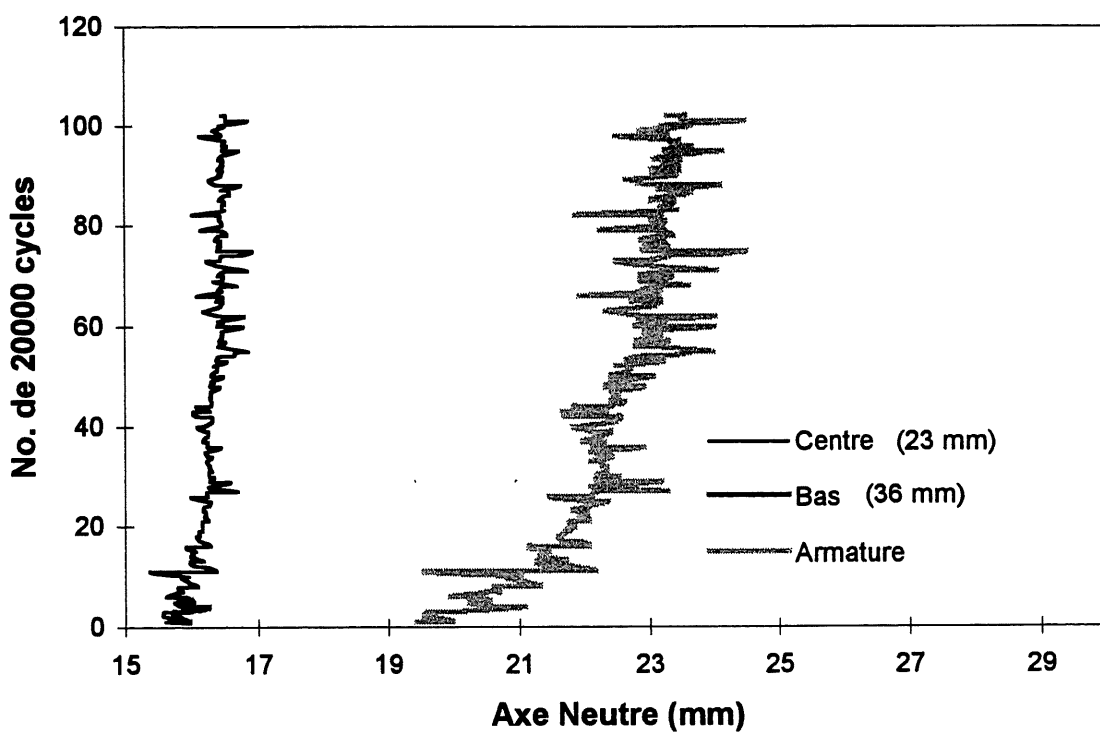


Figure 9.259 Variation de l'axe neutre suivant le nombre de cycle (1er cycle)

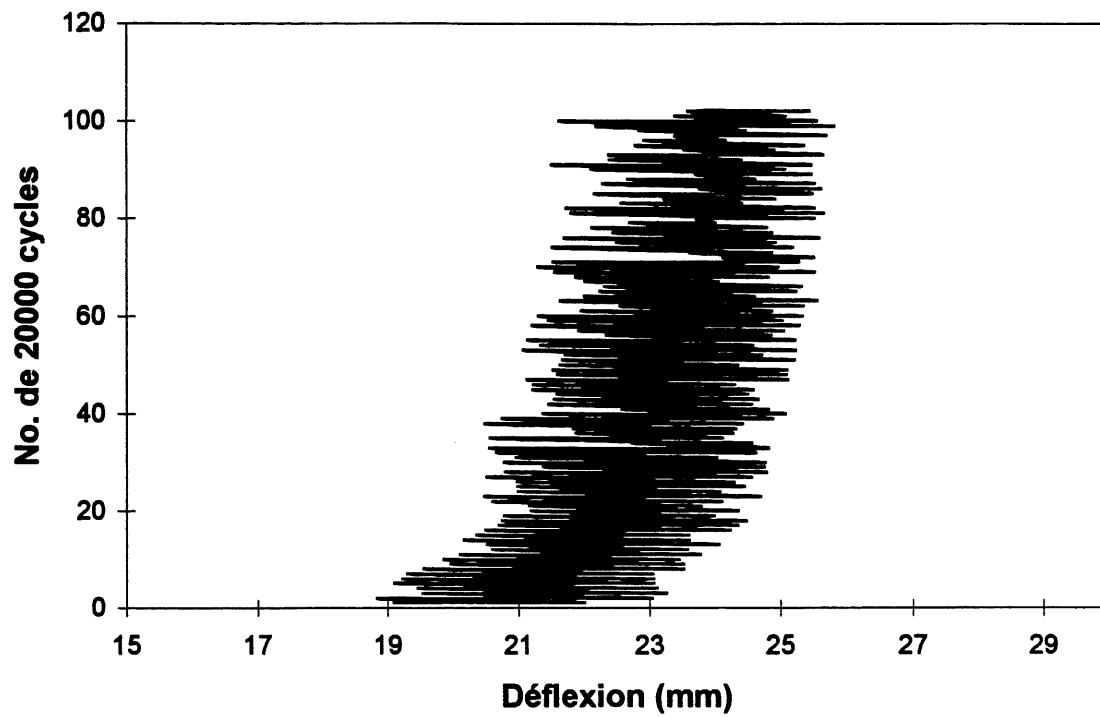


Figure 9.260 Variation de la déflexion suivant le nombre de cycle (1er cycle)

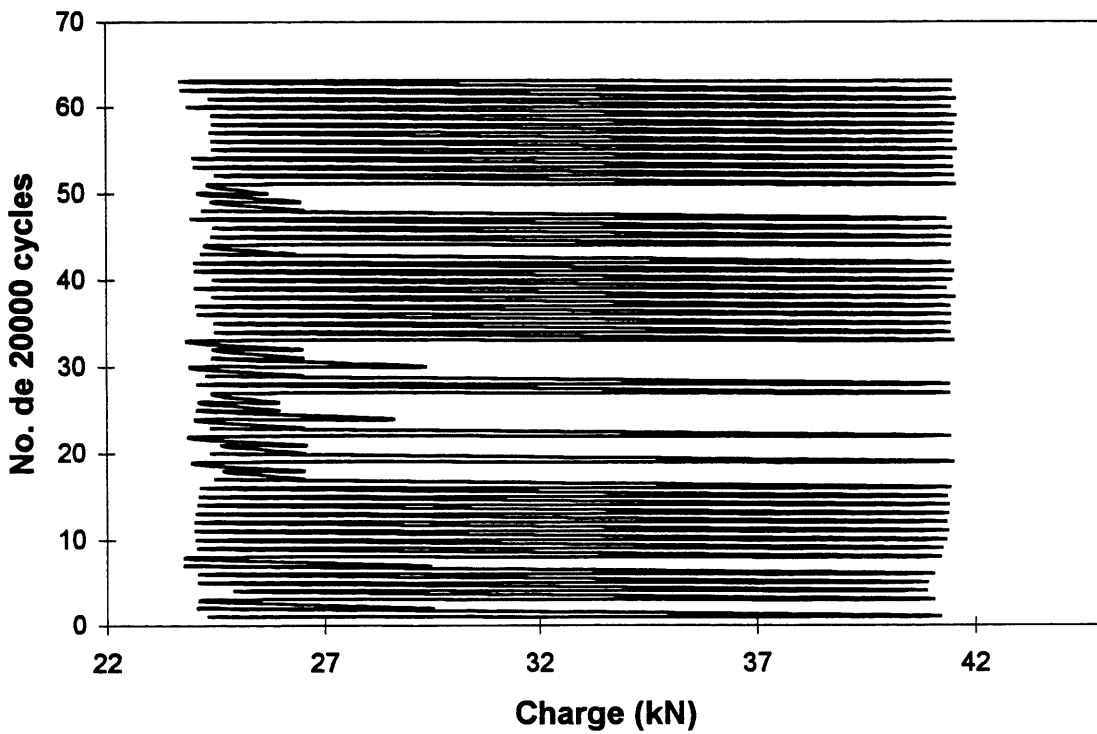


Figure 9.261 Variation de la charge suivant le nombre de cycle (2e cycle)

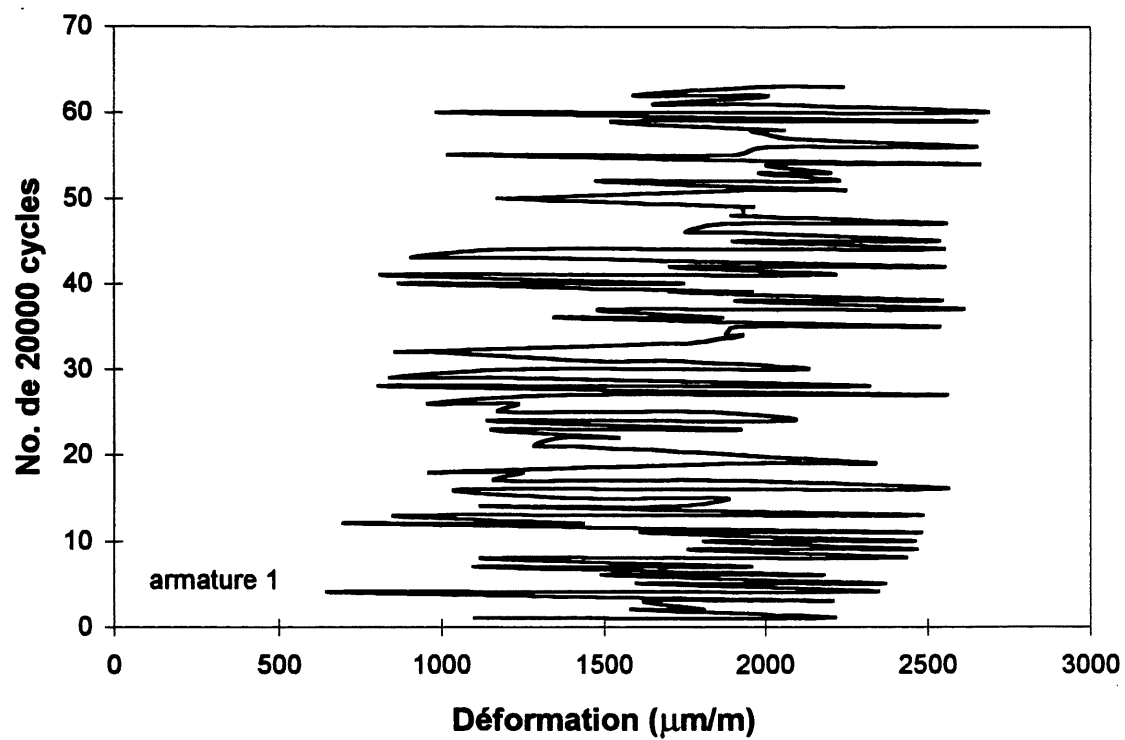


Figure 9.262 Variation des déformations de l'armature 1 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

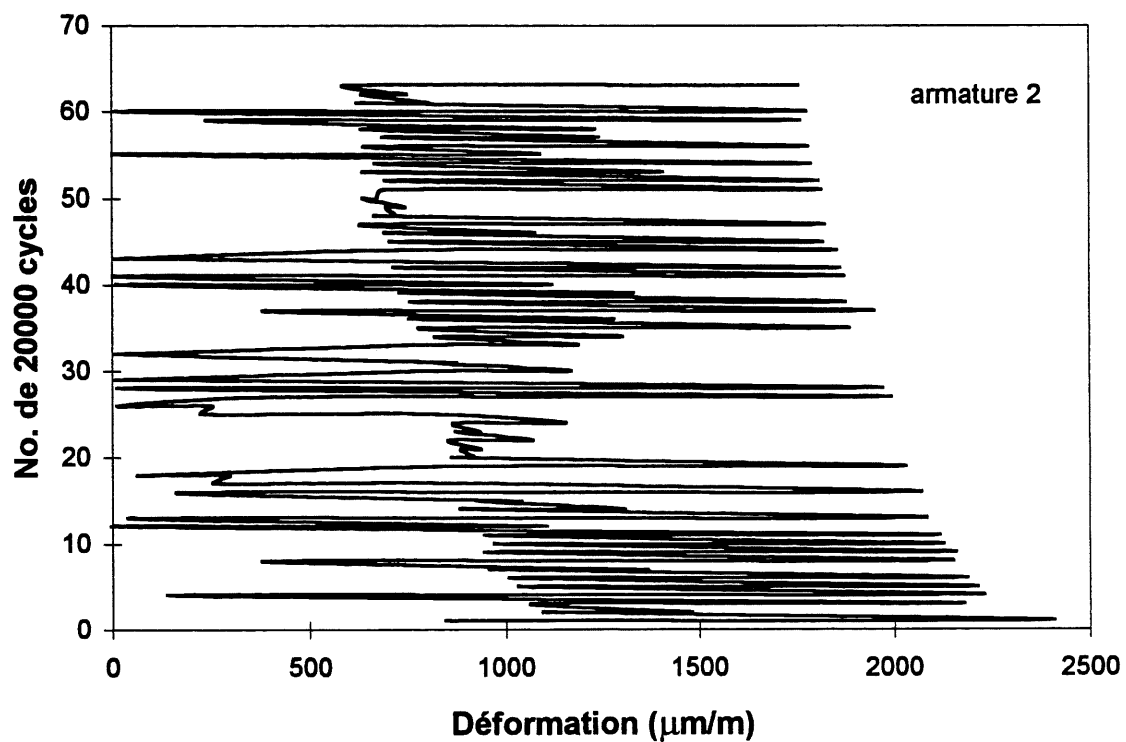


Figure 9.263 Variation des déformations de l'armature 2 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

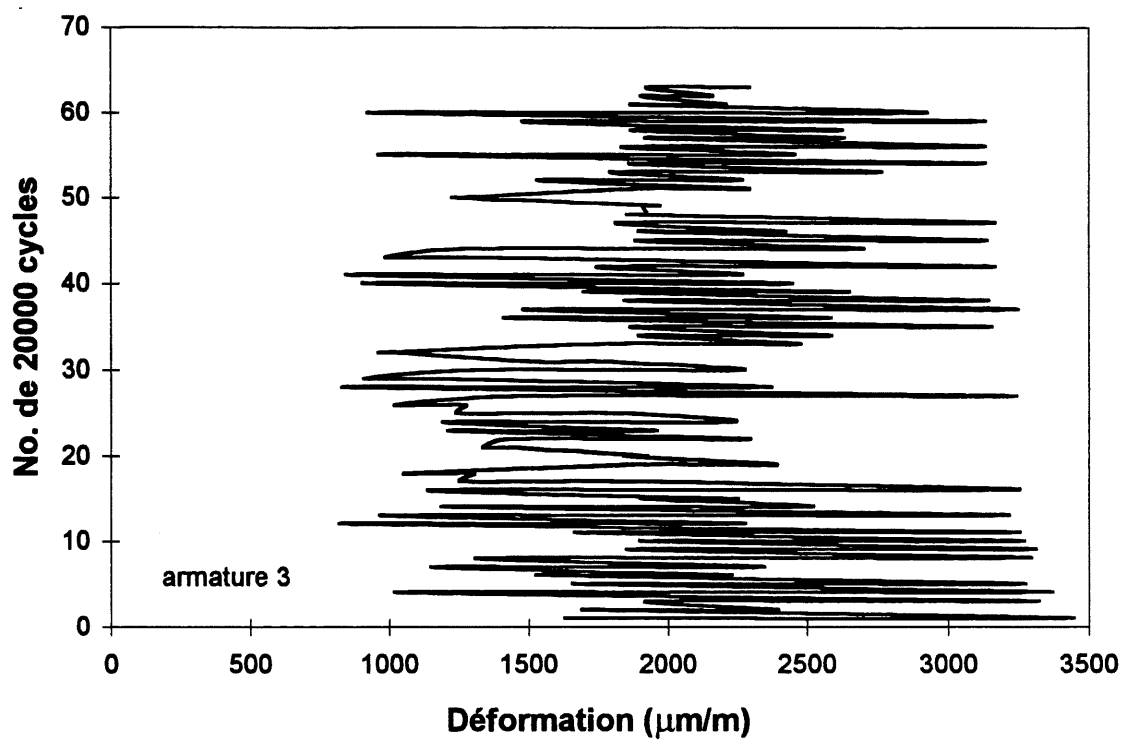


Figure 9.264 Variation des déformations de l'armature 3 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

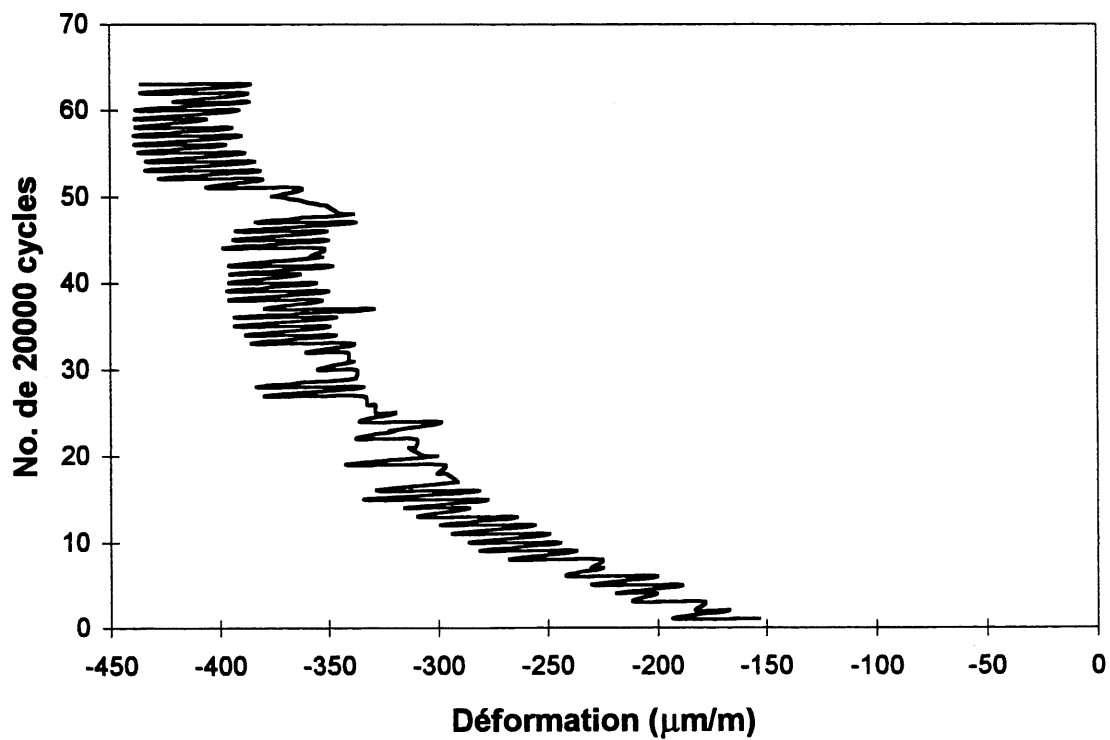


Figure 9.265 Variation des déformations au niveau du béton suivant le nombre de cycle (2e cycle)

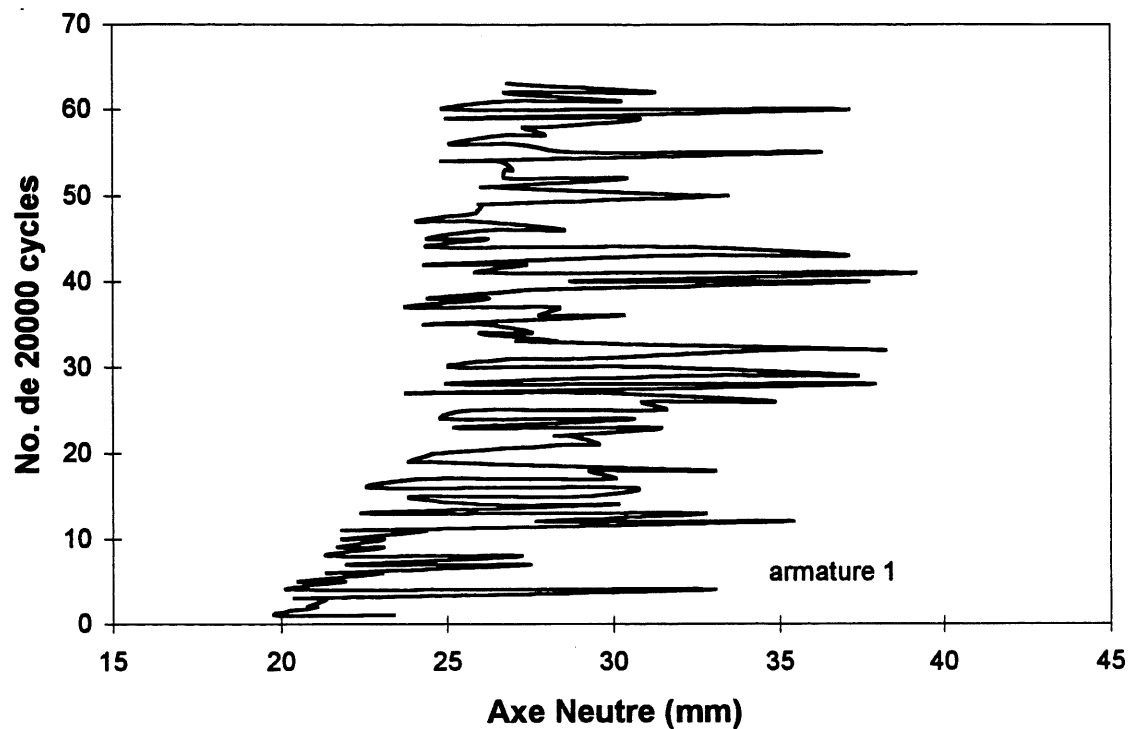


Figure 9.266 Variation de l'axe neutre d'après l'armature 1 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

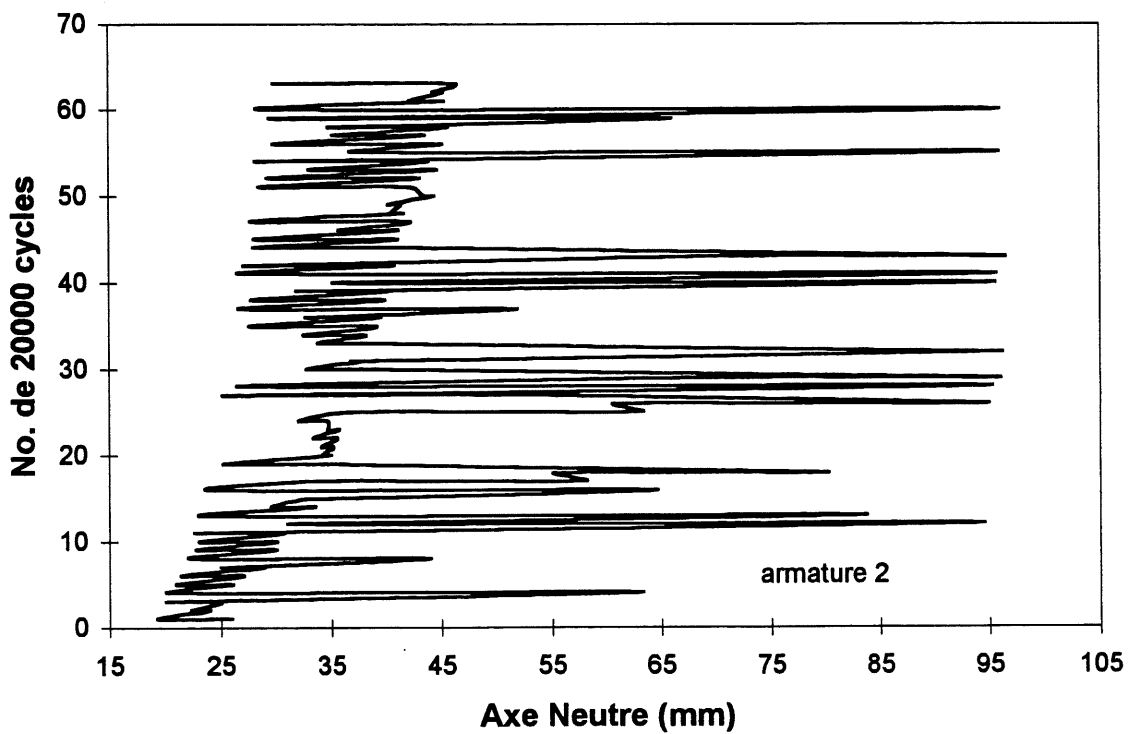


Figure 9.267 Variation de l'axe neutre d'après l'armature 2 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

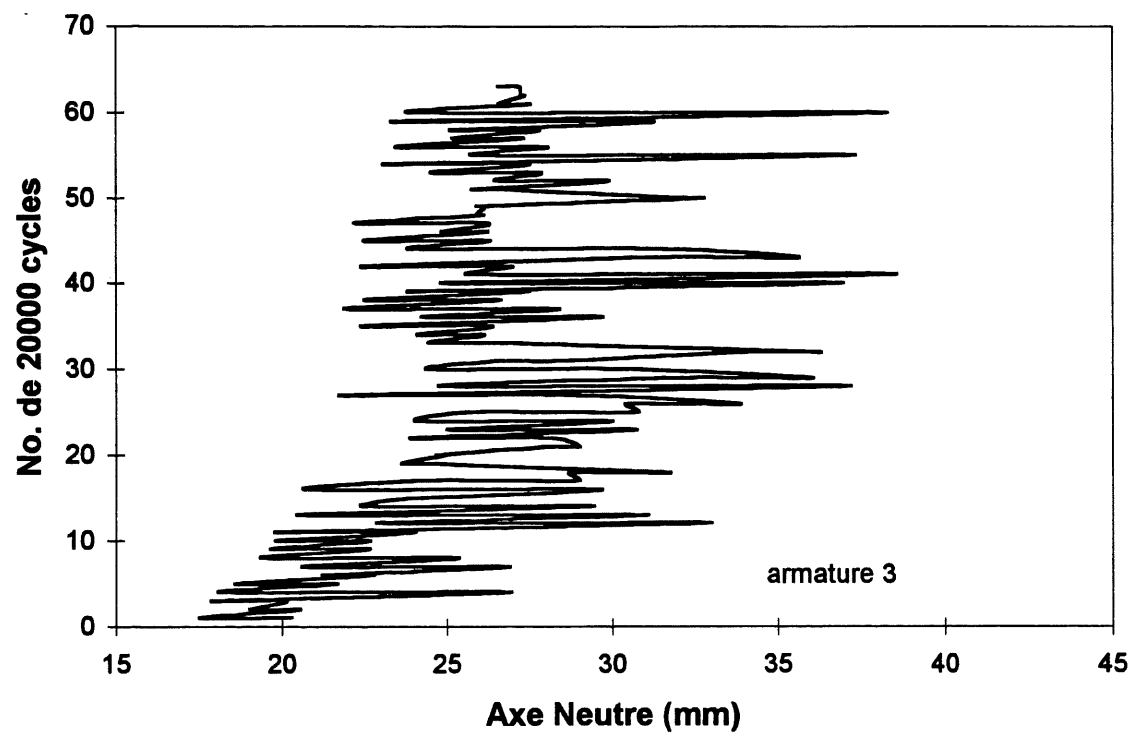


Figure 9.268 Variation de l'axe neutre d'après l'armature 3 suivant le nombre de cycle (2e cycle)

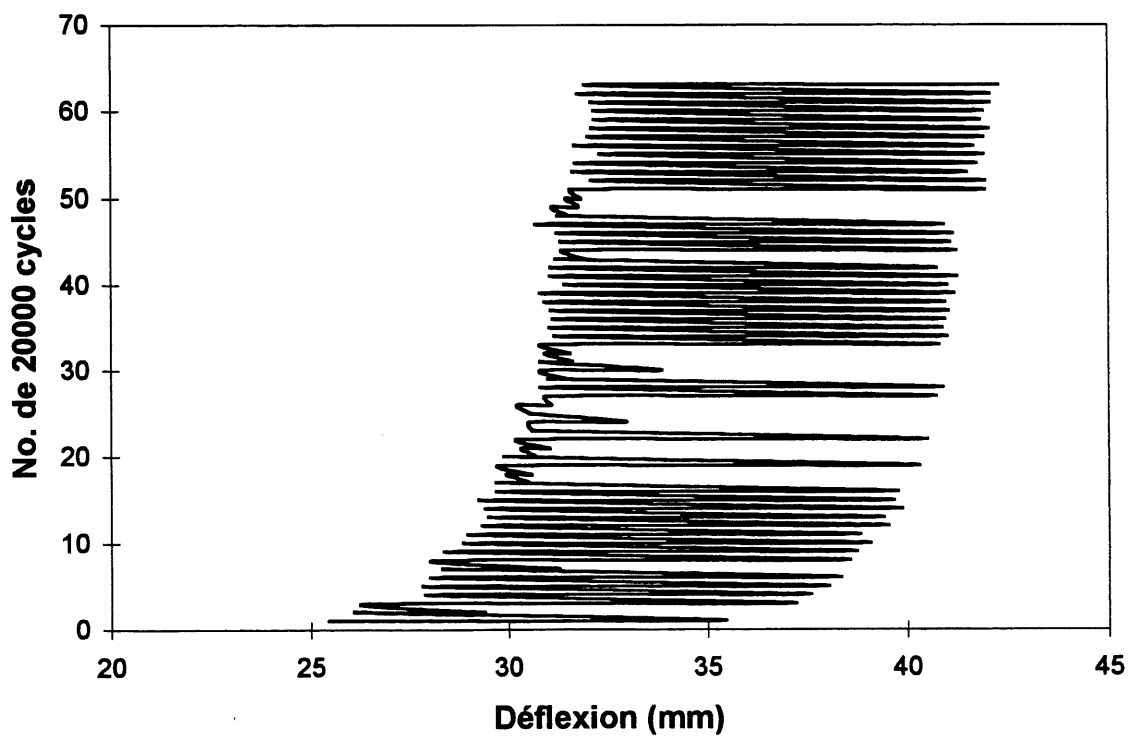


Figure 9.269 Variation de la déflexion suivant le nombre de cycle (2e cycle)

## ANNEXE B

### TABLEAUX



**TABLEAU 2.1 DIFFERENTES SITUATIONS OU IL EST AVANTAGEUX D'UTILISER  
DES TIGES EN PRFV (Chaalal et coll., 1993a)**

<b>OUVRAGES</b>	<b>SOLLICITATIONS</b>	<b>ELEMENTS STRUCTURAUX</b>
Stationnements étagés	Sel de déverglaçage, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage	Dalles, rampes d'accès, murs de soutènement, parapets
Tabliers de pont et de viaduc	Sel de déverglaçage, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage, sel marin	Dalles, parapets, culées
Parapets d'autoroute et de pont	Sel de déverglaçage, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage	Poutres sur sol
Murs de soutènement et de fondation, semelles	Contaminations diverses	Murs, voiles, dalles sur sol
Routes en béton, dalles sur sol	Sel marin, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage, contaminations	Dalles structurales et non structurales sur sol
Canaux, tunnels sous la mer, plates-formes de forage, piscines, aquariums, bassins, aménagement portuaires, quais, caissons, jetées, tours de refroidissement	Sel marin, cycles de séchage-mouillage	Murs, voiles, dalles, voûtes
Bassins et réservoirs d'usines d'épuration et de traitement des eaux, bassins et réservoirs de stockage de produits pétrochimiques, d'usines de pâtes et papiers, de gaz liquide, de pétrole et de gaz naturel	Corrosion due à des contaminations diverses	Murs, voiles, dalles, parois
Conduites d'eaux usées, de produits chimiques	Corrosion due à des contaminations diverses	Tuyaux
Alumineries, puits d'accès, structures abritant du matériel électrique, structures militaires requérant une faible visibilité		Murs, voiles, dalles, parois, radiers, semelles, murs de soutènement
Ancrages injectés dans le roc et le béton (application dans des travaux de Génie civil et de Génie minier)	Corrosion due à des contaminations diverses	Excavations rocheuses, tunnels, murs de soutènement, mines, barrages, galeries, carrières

**TABLEAU 3.1 COMPARAISON ENTRE LES PROPRIETES DES FIBRES  
(ACI 440, 1996)**

	Densité	Résistance en tension (MPa)	Module de Young (GPa)
Verre E	2.58	2690	72.5
Verre S2	2.48	4280	86.0
Verre ECR	2.62	3625	72.5
Kevlar 49	1.44	3620	131.0
Carbone AS4	1.80	3790	234.0

**TABLEAU 3.2 COMPOSITION DE DIFFERENTS TYPES DE VERRE**

Constituants	Composition en masse (%)				
	A	E	C	R (S)	D
Silice	72	52-56	64-68	60-65	73-74
Alumine	0.6	12-16	3-5	25	
Chaux	10	16-25	11-25	9-11	0.3
Magnésie	2.5	0-5	2-4	6-12	0.3
Oxyde de bore		5-10	4-6		22-23
Fluor		0-0.7			
Oxyde de fer		0-0.8	0-0.8	0.2	
Oxyde de titane		0-1.5			
Oxyde de sodium	14.2	0-1	7-9	0.3	1.3
Oxyde de potassium		0-1	1-3		1.5
Oxyde de barium			0-1	0.2	
Fer		0-1			

**TABLEAU 3.3 PROPRIETES DES FILAMENTS DE VERRE**

Caractéristiques	Type de verre			
	A	E	C	R (S)
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2500	2570	2490	2520
Module de Young (GPa)		72.4	69.0	85.5
Résistance en tension (MPa)	3000	3400	3000	4500
Allongement à la rupture (%)		4.8	4.8	5.5
Coefficient de Poisson		0.22		
Coefficient d'expansion thermique (°C <sup>-1</sup> )	8.6	5.0	7.2	5.6
Température de transition (°C)	727	841	749	

**TABLEAU 3.4 PROPRIETES DES FIBRES DE CARBONES (Labonté, 1993)**

Caractéristiques	Type de carbone			
	HR	HM	THM	HM(brai)
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	1750	1810	1950	2000
Module de Young (GPa)	220	400	600	380
Résistance en tension (MPa)	3000-5000	2800	2000	2000-2400
Prix par rapport au verre E	25-30	50-60	65-70	25-30

**TABLEAU 3.5 PROPRIETES DES FIBRES D'ARAMIDE (Labonté, 1993)**

Caractéristiques	Type d'aramide				
	Kevlar 29	Kevlar 49	Kevlar 149	Twaron	Technora
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	1440	1450	1470	1440	1390
Module de Young (GPa)	60	130	200	100	90
Résistance en tension (MPa)	3000	3600	3000	3500	3800
Allongement à la rupture (%)	4	3	1.5	3	4

**TABLEAU 3.6 EVALUATION QUALITATIVE DES PROPRIETES DES DIFFERENTES FIBRES (ACI 440, 1996)**

Propriétés	Verre S	Carbone HM	Carbone HR	Kevlar 49
Résistance spécifique	Elevée	Modérée	Elevée	Très Elevée
Module spécifique	Faible	Très élevé	Elevé	Modéré
Résistance à l'impact	Excellente	Pauvre	Pauvre	Excellente
Allongement à la rupture	Elevé	Faible	Modéré	Modéré
Résistance à la compression	Faible	Modérée	Elevée	Faible
Densité	Elevée	Modérée	Modérée	Faible
Stabilité thermique	Elevée	Elevée	Modérée	Limitée
Résistance à l'oxydation	Excellente	Pauvre	Pauvre	
Résistance à l'humidité	Passable	Faible	Faible	Excellente

**TABLEAU 3.7 PROPRIETES DES POLYESTERS (Mallick, 1988)**

Densité	1.1-1.4
Résistance à la traction, (MPa)	34-104
Module de Young, (GPa)	2-4
Allongement à la rupture, (%)	1-5
Retrait de cure, (%)	5-12

**TABLEAU 3.8 PROPRIETES DES EPOXYDES (Mallick, 1988)**

Densité	1.2-1.3
Résistance à la traction, (MPa)	55-130
Module de Young, (GPa)	2.75-4.1
Coefficient de Poisson	0.2-0.33
Retrait de cure, (%)	1-5

**TABLEAU 3.9 PROPRIETES DES VINYLESTERS (Mallick, 1988)**

Densité	1.1-1.3
Résistance à la traction, (MPa)	73-81
Module de Young, (GPa)	3-3.5
Allongement à la rupture, (%)	3.5-5.5
Retrait de cure, (%)	5.4-10.3

**TABLEAU 3.10 EVALUATION QUALITATIVE ET QUANTITATIVE DES PROPRIETES DE DIFFERENTES RESINES THERMODURCISSABLES (Hancox, 1981)**

	Polyesters non-saturés		Epoxydes		Vinylesters
	Ortho	Iso	polyamine aliphatique	amine aromatique	
Résistance en flexion, MPa	100-135	100-140	85-125	80-130	110-130
Résistance à la traction, MPa	50-75	55-90	50-70	60-75	70-85
Module d'élasticité, GPa	3.2-4.5	3-4	3.5	3.0-3.5	3.3
Allongement, %	1.2-4.0	0.8-2.8	1.0-3.5	1.5-3.5	1.0-4.0
Température limite, °C	80-100	100-130	100	120-180	150-180
Résistance à l'eau	passable	bonne	bonne	excellente	bonne
Résistance aux solvants	faible	passable	faible à pass.	bonne	pass. à bonne
Résistance aux acides	passable	bonne	faible à pass.	pass. à bonne	bonne
Résistance aux alcalis	faible	faible à pass.	faible à pass.	bonne	bonne

**TABLEAU 8.1 PROPRIETES DES TIGES C-BAR**

Résistance en tension	773 MPa
Module de Young	38 GPa
Déformation ultime	2.03 %
Coefficient de Poisson	0.27

**TABLEAU 8.2 COMPOSITIONS DES MELANGES DE BETON REALISES AU LABORATOIRE**

	Résistance Normale N	Haute Résistance H	Très Haute Résist. V
Eau/Ciment	0.5	0.42	0.30
Eau (Kg/m <sup>3</sup> )	150	168	140
Type de Ciment	10	10	HSF
Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	300	400	460
Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	930	810	805
Diamètre Agrégats (mm)	14	14	10
Agrégats (Kg/m <sup>3</sup> )	1050	1050	1075
Réducteur d'eau (ml)	164	-	-
Super plastifiant (L)	-	0.11	1.07
Agent entraîneur d'air (ml)	-	-	13
Air (%)	2.9	1.6	1.1
Affaissement (mm)	50	125	210
Masse Volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	2401	2382	2443

**TABLEAU 8.3 NOMENCLATURE DES POUTRES BC ET CARACTERISTIQUES DE L'ARMATURE ET DU BETON**

Poutre	Armature Longitudinale		Béton	
	Nombre de barres	$\rho$ (%)	$f_c$ (Mpa)	$E_c$ (GPa)
BC2NA	2	1.16	53.1	33.0
BC2NB	2	1.16	53.1	33.0
BC2HA	2	1.16	57.2	34.0
BC2HB	2	1.16	57.2	34.0
BC2VA	2	1.16	97.4	42.1
BC2VB	2	1.16	97.4	42.1
BC4NA	4	2.77	46.2	31.6
BC4NB	4	2.77	46.2	31.6
BC4HA	4	2.77	53.9	33.2
BC4HB	4	2.77	53.9	33.2
BC4VA	4	2.77	93.5	41.4
BC4VB	4	2.77	93.5	41.4

**TABLEAU 8.4 PROPRIETES DES BARRES D'ARMATURE ISOROD**

Résistance en tension	690 MPa
Résistance en compression	530 MPa
Résistance au cisaillement	180 MPa
Module d'élasticité en tension	42 GPa
Module d'élasticité en compression	43 GPa
Module d'élasticité en flexion	65 GPa
Déformation ultime en tension	1.8 %
Déformation ultime en tension de flexion	2.0 %
Coefficient de Poisson en tension	0.28 %
Coefficient de Poisson en compression	0.30%
Coefficient d'expansion thermique longitudinal	$9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Coefficient d'expansion thermique transversal	$53 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

**TABLEAU 8.5 COMPOSITION DU BETON COMMERCIAL**

Eau/ciment	0.5
Eau	170 kg/m <sup>3</sup>
Ciment type 10	340 kg/m <sup>3</sup>
Sable	880 kg/m <sup>3</sup>
Agrégats	
10 mm	260 kg/m <sup>3</sup>
14 mm	415 kg/m <sup>3</sup>
20 mm	365 kg/m <sup>3</sup>
Air	1.8 %
Affaissement	75 mm
Masse volumique	2420 kg/m <sup>3</sup>

**TABEAU 8.6 NOMENCLATURE ET CARACTERISTIQUES DES POUTRES DES SERIES 1 & 2**

Poutre	Armature longitudinale		Béton		
	Couche inférieure	Couche supérieure	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$f_t$ (MPa)
F5S5A	Isorod 15.9 mm	Acier 15.9 mm	44.5	30.8	4.07
F5S5C			60.3	34.7	4.66
S500A	Acier 15.9 mm		44.5	30.8	4.07
S500C			60.3	34.7	4.66
00S5A		Acier 15.9 mm	44.5	30.8	4.07
00S5C			60.3	34.7	4.66
S5S5A	Acier 15.9 mm	Acier 15.9 mm	44.5	30.8	4.07
S5S5C			60.3	34.7	4.66
F500A	Isorod 15.9 mm		50.2	32.3	4.25
F500B			60.6	34.7	4.67
F500C			60.6	34.7	4.67
F9S9A	Isorod 19.1 mm	Acier 19.1 mm	41.1	29.9	3.97
F9S9B			46.9	31.4	4.11
F9S9C			42.5	30.3	3.91
S900A	Acier 19.1 mm		41.1	29.9	3.97
S900B			46.9	31.4	4.11
S900C			42.5	30.3	3.91
F5S9A	Isorod 15.9 mm	Acier 19.1 mm	41.1	29.9	3.97
F5S9B			46.9	31.4	4.11
F5S9C			42.5	30.3	3.91
F2S9A	Isorod 12.7 mm	Acier 19.1 mm	41.1	29.9	3.97
F2S9B			46.9	31.4	4.11
F2S9C			42.5	30.3	3.91
F900A	Isorod 19.1 mm		50.2	32.3	4.25
F900B			60.6	34.7	4.67
F900C			60.6	34.7	4.67

**TABEAU 8.7 NOMENCLATURE DES DALLES ET CARACTERISTIQUES DU BETON**

Dalle	$f_c$ (MPa)	$E_{c.th.}$ (MPa)	$E_{c.ex.}$ (MPa)	$f_{t.th.}$ (MPa)	$f_{t.ex.}$ (MPa)
SC200U	48.2	31776	34428	4.17	4.70
SC200O	49.7	32153	29390	4.23	5.05
SC150U	47.6	31623	31576	4.14	4.96
SC150OA	45.9	31186	36861	4.06	5.43
SC150OB	46.1	31238		4.07	5.14

**TABLEAU 8.8 NOMENCLATURE DES DALLES ET CARACTERISTIQUES DE L'ARMATURE**

Dalle	Armature Transversale		Armature Longitudinale	
	Nombre	diamètre (mm)	Nombre	diamètre (mm)
SC200U	12	12.3	5	12.3
SC200O	12	12.3	7	14.9
SC150U	9	12.3	4	12.3
SC150OA	9	12.3	6	14.9
SC150OB	9	12.3	6	14.9



**TABLEAU 9.1 RAPPORT DE RENFORCEMENT DES POUTRES BC**

<b>Poutre</b>	<b><math>\rho_{\text{actuel}}</math> (%)</b>	<b><math>\rho_{\text{balancé}}</math> (%)</b>	<b>Niveau de renforcement (mode de rupture théorique)</b>
BC2N	1.16	0.66	sur-armé (compression)
BC2H	1.16	0.69	sur-armé (compression)
BC2V	1.16	0.95	sur-armé (compression)
BC4N	2.77	0.59	sur-armé (compression)
BC4H	2.77	0.67	sur-armé (compression)
BC4V	2.77	0.94	sur-armé (compression)

TABLEAU 9.2 SOMMAIRE DES RESULTATS SUR LES POUTRES BC

Poutre	Moment kN.m				Déformation 10E-6		Axe neutre mm		
	type	th.	ex.	ob.	th&ex	ob.	th.	ex.	ob.
BC2NA	Mcr	3.1	3.1	3.7	132	168	90	89	89
	Mse	5.6	6.0	16.4	805	2372	23	27	27
	Mu	17.8		21.9	3500	3342	29		
BC2NB	Mcr	3.1	3.2	3.2	132	80	90	88	88
	Mse	5.6	6.8	16.4	805	2702	23	18	
	Mu	17.8		20.0	3500	3386	29		
BC2HA	Mcr	3.2	3.5	4.0	134	222	90	88	86
	Mse	5.9	6.4	16.2	841	2502	23	28	28
	Mu	17.8		19.7	3500	3200	29		29
BC2HB	Mcr	3.2	3.2	3.2	134	128	90	84	84
	Mse	5.9	6.6	15.8	841	2392	23	27	26
	Mu	17.8	20.4	20.6	3500	3586	29		
BC2VA	Mcr	4.2	3.1	3.1	140	98	90	84	84
	Mse	9.2	7.7	15.9	1157	2498	21	23	25
	Mu	21.8	20.9	22.7	3500	4194	25		
BC2VB	Mcr	4.2	3.2	3.2	140	138	90	80	83
	Mse	9.2	8.2	11.1	1157	1552	21	21	22
	Mu	21.8	22.3	23.5	3500	3718	25		
BC4NA	Mcr	2.9	3.5	3.7	129	144	90	90	85
	Mse	5.3	7.7	10.7	731	1068	30	30	31
	Mu	17.2	20.5	22.4	3500	3852	38	41	41
BC4NB	Mcr	2.9	3.2	3.1	129	102	90	82	86
	Mse	5.3	6.6	10.9	731	1240	30	49	51
	Mu	17.2	20.6	20.6	3500	3516	38	54	54
BC4HA	Mcr	3.1	3.4	3.4	133	122	90	87	87
	Mse	6.1	7.8	9.4	812	1034	29	31	31
	Mu	18.8	20.9	21.0	3500	3956	36	40	41
BC4HB	Mcr	3.1	3.5	5.2	133	268	90	91	101
	Mse	6.1	6.9	8.2	812	998	29	34	33
	Mu	18.8	21.4	21.4	3500	3804	36	39	39
BC4VA	Mcr	4.1	3.8	5.7	140	542	90	88	93
	Mse	9.6	10.9	11.2	1129	1172	26	28	28
	Mu	23.7	28.4	28.4	3500	3506	31	35	35
BC4VB	Mcr	4.1	3.1	3.1	140	138	90	72	72
	Mse	9.6	10.7	10.7	1129	1124	26	32	32
	Mu	23.7	28.2	29.5	3500	3666	31	34	35

**TABLEAU 9.3 MOMENTS EXPERIMENTAUX VS. MOMENTS THEORIQUES DES  
POUTRES BC**

Poutre	$f_c$ (MPa)	$\rho$ %	Mcr-th.1 (kN.m)	Mcr-th.2 (kN.m)	Mcr-obs. (kN.m)
BC2NA BC2NB	53.1	1.16	3.11	3.07	3.7 3.2
BC2HA BC2HB	57.2	1.16	3.23	3.19	4.0 3.2
BC2VA BC2VB	97.4	1.16	4.18	4.16	3.1 3.2
BC4NA BC4NB	46.2	2.77	2.91	2.86	3.7 3.1
BC4HA BC4HB	53.9	2.77	3.13	3.09	3.4 5.2
BC4VA BC4VB	93.5	2.77	4.17	4.07	5.7 3.1

**TABLEAU 9.4 MOMENT ULTIME OBSERVE, MOMENT ULTIME THEORIQUE ET  
MODE DE RUPTURE OBSERVE DES POUTRES BC**

Poutre	$M_u$ ob. kN.m	$M_u$ th. kN.m	Mode de rupture observé
BC2NA	21.9	17.8	cisaillement
BC2NB	20.0	17.8	cisaillement-compression
BC2HA	19.7	17.8	compression
BC2HB	20.6	17.8	compression
BC2VA	22.7	21.8	compression
BC2VB	23.5	21.8	cisaillement
BC4NA	22.4	17.2	cisaillement
BC4NB	20.6	17.2	compression
BC4HA	21.0	18.8	compression
BC4HB	21.4	18.8	compression
BC4VA	28.4	23.7	compression
BC4VB	29.5	23.7	compression

**TABLEAU 9.5 ESPACEMENT MOYEN DES FISSURES DES POUTRES BC (MM)**

Poutre	$f_c$ (MPa)	$\rho$ %	Niveau de chargement		
			25% Mr	50% Mr	75% Mr
BC2N	53.1	1.16	120	94	87
BC2H	57.2	1.16	126	92	82
BC2V	97.4	1.16	121	78	76
BC4N	46.2	2.77	127	90	82
BC4H	53.9	2.77	110	86	74
BC4V	93.5	2.77	113	85	79
Moyenne:			$120 \pm 7$	$88 \pm 6$	$80 \pm 5$

**TABLEAU 9.6 LARGEUR DE LA FISSURE RESIDUELLE DES POUTRES BC**

Poutre	$f_c$ (MPa)	$\rho$ (%)	# de cycles de charge/décharge	Moment appliqué (%Mr)	Fissure résiduelle (mm)
BC2NB	53.1	1.16	1	5 (25)	0.13
			2	10 (50)	0.24
			3	15 (75)	0.35
			4	20 (100)	0.48
BC2HA	57.2	1.16	1	19.7 (100)	0.12
BC2HB	57.2	1.16	1	2.5 (12)	0.12
			2	5 (24)	0.15
			3	10 (49)	0.15
			4	15 (73)	0.20
			5	20.6 (100)	0.39
BC2VA	97.4	1.16	1	22.7 (100)	0.42
BC2VB	97.4	1.16	1	3.5 (15)	0.19
			2	5 (21)	0.20
			3	10 (43)	0.24
			4	15 (64)	0.30
			5	20 (85)	0.25
BC4HA	53.9	2.77	1	21 (100)	0.17
BC4HB	53.9	2.77	1	3 (14)	0.02
			2	5 (23)	0.03
			3	10 (47)	0.07
			4	15 (70)	0.13
			5	21.4 (100)	0.21
BC4VA	93.5	2.77	1	28.4 (100)	0.20
BC4VB	93.5	2.77	1	2.5 (8)	0.03
			2	5 (17)	0.10
			3	10 (34)	0.15
			4	15 (51)	0.16
			5	20 (68)	0.16
			6	29.5 (100)	0.23

**TABLEAU 9.7 DEFLEXION RESIDUELLE DES POUTRES BC**

Poutre	$f_c$ (MPa)	$\rho$ (%)	# de cycles de charge/décharge	Moment appliqué (%Mr)	Déflexion résiduelle (mm)
BC2NB	53.1	1.16	1	5 (25)	1.7
			2	10 (50)	4.0
			3	15 (75)	6.1
			4	20 (100)	11.5
BC2HA	57.2	1.16	1	19.7 (100)	10.5
BC2HB	57.2	1.16	1	2.5 (12)	0
			2	5 (24)	2.4
			3	10 (49)	5.0
			4	15 (73)	6.5
			5	20.6 (100)	11.0
BC2VA	97.4	1.16	1	22.7 (100)	14.3
BC2VB	97.4	1.16	1	3.5 (15)	1.4
			2	5 (21)	3.3
			3	10 (43)	6.0
			4	15 (64)	7.6
			5	20 (85)	8.5
BC4NB	46.2	2.77	1	20.6 (100)	15.6
BC4HA	53.9	2.77	1	21 (100)	12.7
BC4HB	53.9	2.77	1	3 (14)	0.3
			2	5 (23)	2.1
			3	10 (47)	3.6
			4	15 (70)	5.0
			5	21.4 (100)	9.4
BC4VA	93.5	2.77	1	28.4 (100)	9.6
BC4VB	93.5	2.77	1	2.5 (8)	0
			2	5 (17)	1.4
			3	10 (34)	3.2
			4	15 (51)	4.2
			5	20 (68)	5.3
			6	29.5 (100)	11.1

TABLEAU 9.8 FACTEUR-J DES POUTRES BC

Poutre	Facteur de moment		Facteur de déflexion		Facteur de courbure		Facteur de déformabilité			
	exp.	th.	exp.	th.	exp.	th.	exp. Dfl.	exp. Cb.	th. Dfl.	th. Cb.
BC2NA	2.95	2.62	6.21	4.23	2.65	2.85	18.32	7.81	11.08	7.47
BC2NB	2.45	2.62	4.36	4.23	2.70	2.85	10.68	6.62	11.08	7.47
BC2HA	2.66	2.62	5.19	4.09	2.50	2.86	13.81	6.65	10.72	7.49
BC2HB	2.73	2.62	5.75	4.09	2.81	2.86	15.70	7.67	10.72	7.49
BC2VA	3.48	2.74	6.51	5.64	3.46	2.88	22.65	12.04	15.45	7.89
BC2VB	3.17	2.74	5.89	5.64	3.02	2.88	18.67	9.57	15.45	7.89
BC4NA	2.17	2.35	3.41	3.23	3.01	2.74	7.40	6.53	7.59	6.47
BC4NB	2.31	2.35	5.39	3.23	2.75	2.74	12.45	6.35	7.59	6.47
BC4HA	2.35	2.50	5.26	3.77	2.90	2.83	12.36	6.82	9.43	7.08
BC4HB	2.62	2.50	5.04	3.77	2.80	2.83	13.20	7.34	9.43	7.08
BC4VA	2.97	2.78	5.66	5.04	2.99	2.98	16.81	8.88	14.01	8.28
BC4VB	2.73	2.78	4.50	5.04	3.12	2.98	12.29	8.52	14.01	8.28

TABLEAU 9.9 MODES DE RUPTURE DES POUTRES DES SERIES 1 & 2

	A		B		C	
	th. & ex.	ob.	th. & ex.	ob.	th. & ex.	ob.
F5S5	T	C	T		T	C
S500	T	C	T		T	C
00S5	T	C	T		T	C
S5S5	T	C	T		T	C
F500	T	T	T	T	T	T
F9S9	T	C	T	C	T	C
S900	T	C	T	C	T	C
F5S9	T	C	T	C	T	C
F2S9	T	C	T	C	T	C
F900	C	T	C	T	C	T

Légende: T= tension; C=compression

TABLEAU 9.10 SOMMAIRE DES RESULTATS SUR LES POUTRES DE LA SERIE 1

Poutre	Moment kN.m				Déformation 10E-6		Axe neutre mm			Esp. des fissures mm		
	type	th.	ex.	ob.	th&ex	ob.	th.	ex.	ob.	th.	ex.	ob.
F5S5A	Mcr	12.2	4.7	11.6	132	173	150	151	144			
	Mse	30.7	21.6	53.5	722	1822	67	82	87	120	190	124
	Mu	41.2	37.2	49.7	2000	2694	35	78	77		139	139
	Mr	77.8		80.4	3500	4088	59		49			
S500A	Mcr	12.2	11.0	12.2	132	250	150	115	92			
	Mse	35.9	34.7	44.1	722	956	67	65	65	121	157	133
	Mu	38.5	33.5	44.1	2000	2722	28	64	65		157	133
	Mr			55.4		3120			33			
00S5A	Mcr	12.2	9.7	16.6	132	172	150	137	137			
	Mse	26.7	23.5	36.0	722	1122	61	67	66	222	213	167
	Mu	32.0	29.7	36.0	2000	2436	28	67	66		190	167
	Mr			44.7		3282			30			
S5S5A	Mcr	12.2	11.0	14.7	132	159	150	152	152			
	Mse	40.9	39.1	69.7	722	1502	84	86	104	86	165	108
	Mu	61.0	54.1	77.2	2000	2682	48	108	103		121	108
	Mr			82.2		3904			62			
F500A	Mcr	12.8	11.0	11.0	132	114	150	131	131			
	Mse	19.3	27.3	49.7	778	2000	36	36	40	228	300	209
	Mu	64.6			16428		44					209
	Mr			54.7		12188			41			
F500B	Mcr	14.0	11.6	11.6	134	99	150	144	144			
	Mse	22.5	32.9	52.9	872	1622	35	30	28	251	286	248
	Mu	65.4			16428		40					
	Mr			52.9		12402			28			
F5S5C	Mcr	14.0	6.0	6.6	134	104	150	140	140			
	Mse	39.6	40.4	47.9	870	1038	64	60	59	137	176	161
	Mu	41.9	36.6	47.9	2000	2634	28	60	59		176	161
	Mr	86.4		86.0	3500	2592	53		33			
S500C	Mcr	14.0	13.5	14.7	134	126	150	140	140			
	Mse	46.3	45.4	42.9	870	698	64	59	55	139	151	151
	Mu	36.9	35.4	41.0	2000	2526	64	56	55		161	151
	Mr			57.9		2266			55			
00S5C	Mcr	14.0	9.7	12.9	134	232	150	138	138			
	Mse	34.5	31.6	29.7	870	656	58	71	71	254	153	153
	Mu	30.7	36.0	29.7	2000	1158	58	70	71		140	153
	Mr			49.7		3374			101			
S5S5C	Mcr	14.0	11.0	11.0	134	142	150	124	124			
	Mse	53.0	42.9	82.2	870	1580	81	67		98	169	116
	Mu	62.8	44.1	82.2	2000	2886	39	67	74		169	116
	Mr			91.0		3350			31			
F500C	Mcr	14.0	11.0	11.0	134	97	150	136	136			
	Mse	22.5	19.0	48.5	872	2450	35	40	44	251	298	259
	Mu	65.4			16428		40					
	Mr			48.5					44			



TABLEAU 9.11 SOMMAIRE DES RESULTATS SUR LES POUTRES DE LA SERIE 2

Poutre	Moment kN.m				Déformation 10E-6		Axe neutre mm			Esp. des fissures mm		
	type	th.	ex.	ob.	th&ex	ob.	th.	ex.	ob.	th.	ex.	ob.
F9S9A	Mcr	11.9	<4.7	<4.7	133		150					
	Mse	30.6	49.1	72.9	687	1098	80	64	62	116	148	123
	Mu	58.1	61.6	76.0	2000	2648	53	63	61		123	123
	Mr	91.3		97.2	3500	2252	76		39			
S900A	Mcr	11.9	<4.7	<4.7	133		150					
	Mse	38.7	46.0	64.7	687	1032	80	70	69	116	132	118
	Mu	55.3	54.1	64.1	2000	2466	43	70	70		120	118
	Mr			76.0		2798			28			
F5S9A	Mcr	11.9	<4.7	<4.7	133		150					
	Mse	31.5	38.5	65.4	687	1312	77	75	76	165	174	126
	Mu	54.5	60.4	80.4	2000	2680	50	76	64		126	113
	Mr	84.1		88.5	3500	2714	76		62			
F2S9A	Mcr	11.9	<4.7	<4.7	133		150					
	Mse	32.4	38.6	64.7	687	1240	75	68	71	217	149	133
	Mu	51.8	54.5	73.5	2000	2738	47	70	55		138	117
	Mr	76.4		82.9	3500	2258	64		51			
F900A	Mcr	12.8	11.0	11.0	132	104	150	156	156			
	Mse	23.4	27.5	39.7	778	1328	41	49		219	345	274
	Mu	77.7			3500		51					
	Mr			65.4		2608			45			
F9S9B	Mcr	12.3	15.4	15.4	131		150					
	Mse	35.8	45.2	72.9	746	1300	77			120	164	139
	Mu	58.8			2000		49					
	Mr	95.7		102.2	3500	2600	73					
S900B	Mcr	12.3	14.1	14.1	131	81	150	120	120			
	Mse	43.3	52.8	66.6	746	990	78	71	69	120	147	142
	Mu	55.9	57.9	66.6	2000	2446	39	71	69		142	142
	Mr			78.5		2872			65			
F5S9B	Mcr	12.3	12.9	12.9	131	58	150	122	122			
	Mse	35.3	41.2	72.2	746	1424	75	81	79	171	169	138
	Mu	55.1	59.5	66.6	2000	2300	46	80	80		138	138
	Mr	87.7		90.4	3500	2200	66		66			
F2S9B	Mcr	12.3	14.1	14.1	131		150					
	Mse	35.4	42.2	67.2	746	1250	74	63		225	138	132
	Mu	52.4			2000		43					
	Mr	79.3		86.0	3500	2314	60					
F900B	Mcr	14.0	9.7	9.7	134	98	150	101	101			
	Mse	27.3	34.0	31.6	872	740	40	32	44	241	321	321
	Mu	84.2			3500		48					
	Mr			69.1		2058			33			
F9S9C	Mcr	11.7	4.7	9.1	129	144	150	138	132			
	Mse	32.9	26.0	52.9	702	1690	78	101	96	114	199	153
	Mu	58.3	57.2		2000		52	96			153	
	Mr	92.4		81.0	3500	4552	76		104			
S900C	Mcr	11.7	9.1	9.1	129	93	150	127	127			
	Mse	39.9	43.7	64.1	702	1152	79	74	73	114	147	138
	Mu	55.5	52.9	64.1	2000	2596	42	75	73		147	138
	Mr			76.6		4006			56			
F5S9C	Mcr	11.7	9.1	9.1	129	123	150	122	122			
	Mse	32.5	23.6	64.1	702	2047	76	120	106	163	202	134
	Mu	54.7	65.4		2000		49	104			134	
	Mr	84.9		84.1	3500	5238	69		103			
F2S9C	Mcr	11.7	<4.7	<4.7	129		150					
	Mse	33.3	29.7	59.7	702	1644	75	79	78	214	181	155
	Mu	52.0	51.6	59.7	2000	2446	46	78	78		155	155
	Mr	77.2		78.5	3500	3114	63		65			
F900C	Mcr	14.0	11.6	11.6	134	91	150	131	131			
	Mse	27.3	26.0	65.5	872	2406	40	52	46	241	270	246
	Mu	84.2			3500		48					
	Mr			70.4		2874			45			

**TABLEAU 9.12 VALEURS THEORIQUES DE LA CONTRAINTE D'ADHERENCE  
MAXIMALE DES BARRES ISOROD ET DES BARRES D'ACIER  
(Benmokrane et coll., 1995)**

Diamètre (mm)	Isorod MPa	Acier MPa
12.7	10.6	
15.9	7.3	13.2
19.1	6.6	11.6

**TABLEAU 9.13 LARGEUR DE LA FISSURE RESIDUELLE DES POUTRES DE LA  
SERIE 1**

Poutre	# de cycles	Moment appliqué (MPa)	% de $M_r$ (%)	Fissure résiduelle (mm)
F5S5C	1	14.7	17	0.13
	2	29.7	35	0.13
	3	42.2	49	0.19
	4	54.7	64	0.28
	5	67.2	78	0.57
	6	79.7	93	0.70
	7	86.0	100	0.95
S500C	1	16.0	28	0.02
	2	29.7	51	0.12
	3	42.2	73	0.12
	4	54.7	94	1.20
	5	57.9	100	1.80
00S5C	1	17.2	35	0.22
	2	29.7	60	0.35
	3	42.2	85	0.92
	4	49.7	100	3.7
S5S5C	1	14.7	16	0.06
	2	29.7	33	0.12
	3	42.2	46	0.14
	4	54.7	60	0.13
	5	67.2	74	0.12
	6	79.7	88	0.13
	7	91.0	100	0.79
F500C	1	11.6	24	0.45
	2	17.2	35	0.51
	3	23.5	48	0.69
	4	29.7	61	0.85
	5	42.2	87	0.98

**TABLEAU 9.14 LARGEUR DE LA FISSURE RESIDUELLE DES POUTRES DE LA  
SERIE 2**

Poutre	# de cycles	Moment appliqué (MPa)	% de $M_r$ (%)	Fissure résiduelle (mm)
F9S9C	1	9.1	11	0.03
	2	17.2	21	0.10
	3	29.7	37	0.15
	4	42.2	52	0.21
	5	54.7	68	0.23
	6	67.2	83	0.28
	7	77.2	95	0.49
	8	81.0	100	0.86
S900C	1	15.3	20	0.02
	2	29.7	39	0.06
	3	42.2	55	0.06
	4	54.7	71	0.07
	5	67.2	88	0.10
	6	76.6	100	2.5
F5S9C	1	12.2	15	0.06
	2	17.2	20	0.10
	3	29.7	35	0.17
	4	42.2	50	0.22
	5	54.7	65	0.26
	6	67.2	80	0.32
	7	79.7	95	0.59
	8	84.1	100	0.65
F2S9C	1	17.2	22	0.09
	2	29.7	38	0.10
	3	42.2	54	0.11
	4	54.7	70	0.13
	5	67.2	86	0.35
	6	78.5	100	0.85
F900C	1	12.2	17	0.48
	2	17.2	24	0.62
	3	29.7	42	0.77
	4	42.2	60	0.75
	5	54.7	78	0.75
	6	67.2	95	0.90

**TABEAU 9.15 DEFLEXION RESIDUELLE DES POUTRES DE LA SERIE 1**

Poutre	# de cycles	Moment appliqué (MPa)	% de $M_r$ (%)	Déflexion résiduelle (mm)
F5S5C	1	14.7	17	1.6
	2	29.7	35	3.2
	3	42.2	49	4.3
	4	54.7	64	6.8
	5	67.2	78	12.6
	6	79.7	93	18.1
	7	86.0	100	25.4
S500C	5	54.7	94	27.8
	6	57.9	100	51.2
00S5C	1	17.2	35	2.3
	2	29.7	60	4.1
	3	42.2	85	9.5
	4	49.7	100	51.5
S5S5C	1	14.7	16	1.4
	2	29.7	33	3.2
	3	42.2	46	3.9
	4	54.7	60	4.2
	5	67.2	74	4.7
	6	79.7	88	5.4
	7	91.0	100	28.4
F500C	3	23.5	48	6.3
	4	29.7	61	8.3
	5	42.2	87	11.0

TABLEAU 9.16 DEFLEXION RESIDUELLE DES POUTRES DE LA SERIE 2

Poutre	# de cycles	Moment appliqué (MPa)	% de $M_r$ (%)	Déflexion résiduelle (mm)
F9S9C	1	9.1	11	1.2
	2	17.2	21	1.7
	3	29.7	37	2.9
	4	42.2	52	3.8
	5	54.7	68	4.3
	6	67.2	83	5.4
	7	77.2	95	11.0
	8	81.0	100	14.1
S900C	1	15.3	20	1.2
	2	29.7	39	2.1
	3	42.2	55	2.8
	4	54.7	71	3.3
	5	67.2	88	4.8
	6	76.6	100	25.0
F5S9C	1	12.2	15	0.8
	2	17.2	20	1.6
	3	29.7	35	2.7
	4	42.2	50	3.5
	5	54.7	65	4.4
	6	67.2	80	6.1
	7	79.7	95	14.4
	8	84.1	100	21.5
F2S9C	1	17.2	22	2.2
	2	29.7	38	3.0
	3	42.2	54	3.9
	4	54.7	70	4.6
	5	67.2	86	9.7
	6	78.5	100	26.6
F900C	1	12.2	17	3.4
	2	17.2	24	4.9
	3	29.7	42	7.2
	4	42.2	60	8.9
	5	54.7	78	10.8
	6	67.2	95	13.6

TABLEAU 9.17 FACTEUR-J DES POUTRES DES SERIES 1 & 2

Poutre	Facteur de résistance		Facteur de déformation		Facteur-J	
	th.	exp.	th.	exp.	th.	exp.
F5S5A	1.84	2.54	3.97	6.67	7.31	16.94
S500A	1.00	1.23	8.38	6.15	8.38	7.56
00S5A	1.00	1.41	7.63	7.33	7.63	10.33
S5S5A	1.09	1.58	6.13	6.80	6.68	10.74
F500A	2.65	1.74	2.85	2.28	7.55	3.97
F500B	2.58	1.55	2.71	1.74	7.00	2.70
F5S5C	1.90	1.84	4.23	4.63	8.04	8.52
S500C	1.00	1.26	10.18	2.43	10.18	3.43
00S5C	1.00	1.40	8.82	2.33	8.82	3.26
S5S5C	1.05	1.56	7.27	7.35	7.63	11.47
F500C	2.58	2.20	2.71	2.17	7.00	4.77
F9S9A	2.05	1.43	3.68	3.64	7.54	5.21
S900A	1.00	1.21	6.51	7.00	6.51	8.47
F5S9A	1.85	1.67	3.55	3.33	6.57	5.56
F2S9A	1.67	1.53	4.10	3.05	6.85	4.67
F900A	2.56	2.08	2.81	2.84	7.19	5.91
F9S9B	2.01	1.69	3.69		7.42	
S900B	1.00	1.19	7.00	3.05	7.00	3.63
F5S9B	1.85	1.69	3.98	2.67	7.36	4.51
F2S9B	1.69	1.98	4.32		7.30	
F900B	2.69	1.77	2.92	2.06	7.85	3.65
F9S9C	1.99	2.18	3.59	4.33	7.14	9.44
S900C	1.00	1.32	6.58	5.37	6.58	7.09
F5S9C	1.83	2.51	3.86	5.34	7.06	13.40
F2S9C	1.69	1.90	4.17	3.64	7.05	6.92
F900C	2.69	2.41	2.92	3.19	7.85	7.69

TABLEAU 9.18 MODES DE RUPTURE DES DALLES

Dalle	$\rho_{\text{actuel}}$ (%)	$\rho_{\text{balancé}}$ (%)	Mode de rupture théorique	Mode de rupture expérimentale
SC200U	0.39	0.61	tension	non observé
SC200O	0.80	0.63	compression	cisaillement-compression
SC150U	0.46	0.60	tension	tension
SC150OA	1.01	0.58	compression	compression
SC150OB	1.01	0.58	compression	compression

TABLEAU 9.19 SOMMAIRE DES RESULTATS SUR LES DALLES

Dalle	Moment kN.m					Déformation 10E-6			Axe neutre mm			
	type	th.t	th.e	ex.	ob.	th.t	th&ex	ob.	th.t	th.e	ex.	ob.
SC200U	Mcr	28.2	33.7	22.2	22.2	131	172	153	100	100	98	98
	Mse	26.1	27.2	25.7	27.0	773	846	909	14	15	22	22
	Mu	68.6	68.6	59.4	62.2	20340	20340	22841	14	14	19	19
SC200O	Mcr	27.8	31.3	19.9	22.8	131	137	262	100	100	80	69
	Mse	34.8	33.7	40.8	34.0	758	700	377	20	19	18	18
	Mu	115.8	115.8		102.1	3500	3500	2533	26	26		21
SC150U	Mcr	15.5	18.6	12.9	12.9	131	157	163	75	75	65	65
	Mse	12.7	12.6	13.0	13.3	753	754	1042	10	11	32	32
	Mu	37.1	37.1		34.9	20340	20340		12	12		16
SC150OA	Mcr	15.2	20.4	14.6	14.9	130	147	174	75	75	75	72
	Mse	16.9	15.5	14.2	24.2	736	623	1246	15	14	38	37
	Mu	56.6	56.6	56.6	69.3	3500	3500	4995	20	20	36	38
SC150OB	Mcr	15.3	19.3	15.1	15.6	130	164	222	75	75	68	69
	Mse	16.9	16.9	18.8	24.7	738	738	927	15	15	36	30
	Mu	56.6	56.6		67.1	3500	3500	3249	20	20		38

TABLEAU 9.20 ESPACEMENT MOYEN DES FISSURES DES DALLES (MM)

Dalle	Niveau de chargement			
	25% $M_u$	50% $M_u$	75% $M_u$	90% $M_u$
SC200U		153	145	145
SC200O	283	161	164	164
SC150U		166	152	149
SC150OA	165	127	123	117
SC150OB	166	135	126	119

TABLEAU 9.21 FACTEUR DE MODIFICATION DE L'INERTIE EFFECTIVE DES DALLES

Dalle	$E_f/E_c$	$I_{cr}/I_g$	$\rho/\rho_b$	Facteur th.	Facteur ex.
SC200U	1.182	0.0241	0.619	0.037	0.035
SC200O	1.196	0.0398	1.311	0.131	0.15
SC150U	1.202	0.0197	0.767	0.038	0.04
SC150OA	1.218	0.0339	1.741	0.151	0.15
SC150OB	1.216	0.0392	1.741	0.174	

**TABLEAU 9.22 FACTEUR-J DES DALLES**

Dalle	Facteur de résistance		Facteur de courbure		Facteur-J	
	exp.	th.	exp.	th.	exp.	th.
SC200U	2.34	2.13	3.57	2.14	8.35	4.56
SC200O	2.10	2.40	2.28	2.61	4.79	6.26
SC150U	2.62	2.22	5.97	2.27	15.64	5.04
SC150OA	2.25	2.25	4.94	2.49	11.12	5.60
SC150OB	2.31	2.47	2.02	2.69	4.67	6.64



ANNEXE C

PHOTOS

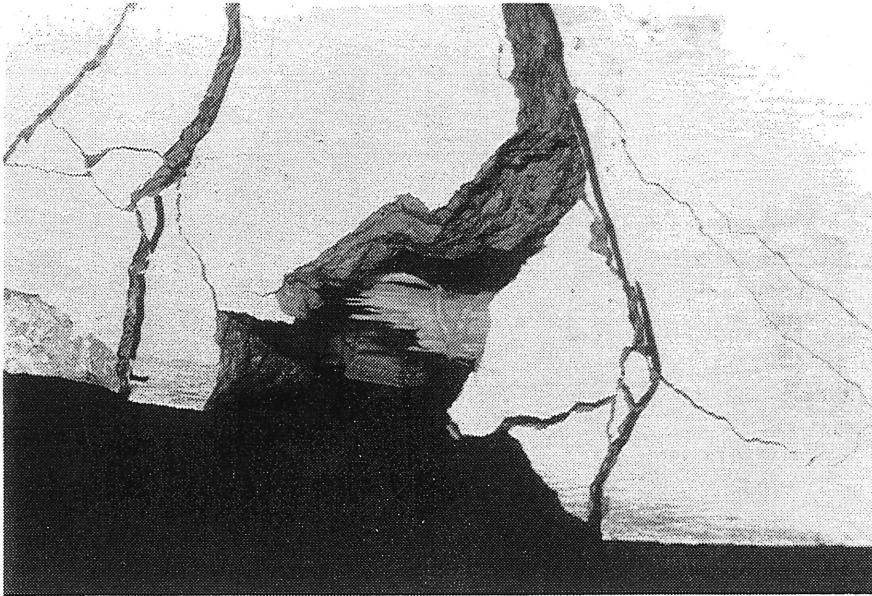


Photo 7.1 Exemple de rupture en tension

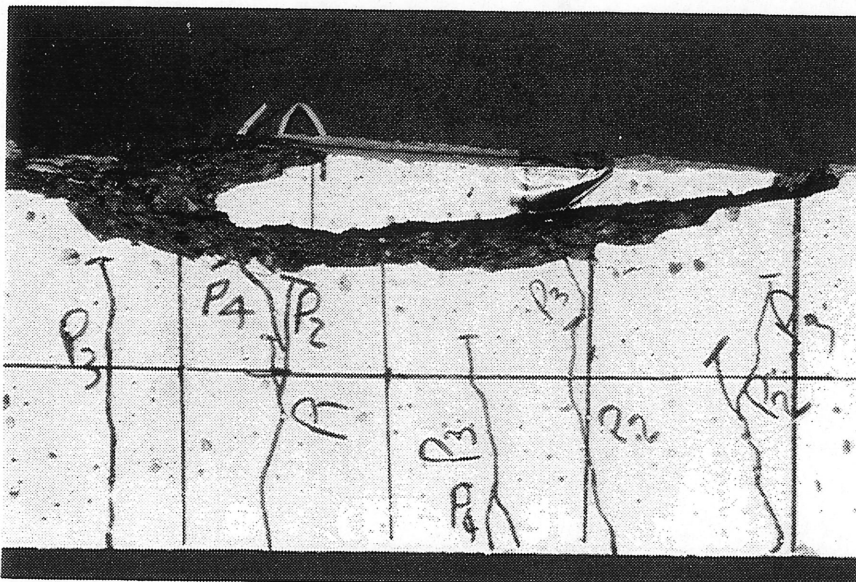


Photo 7.2 Exemple de rupture en compression

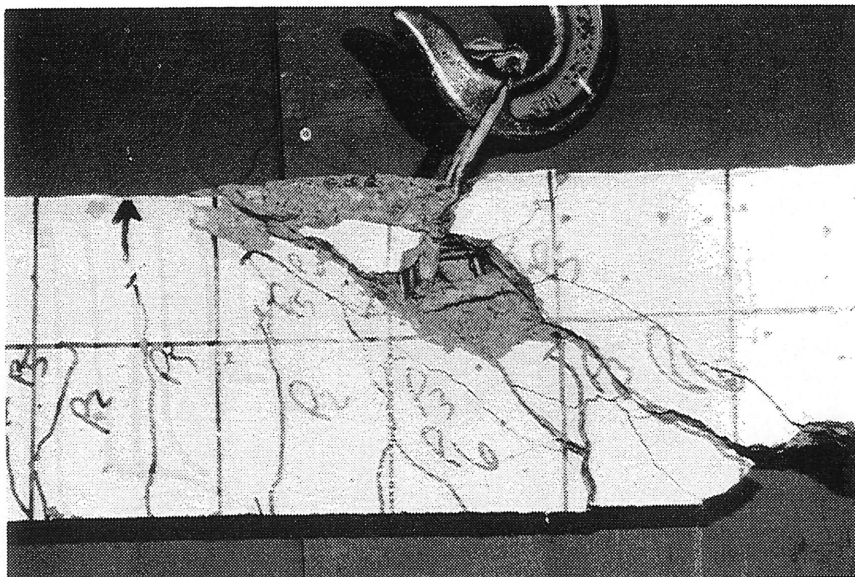


Photo 7.3 Exemple de rupture en cisaillement

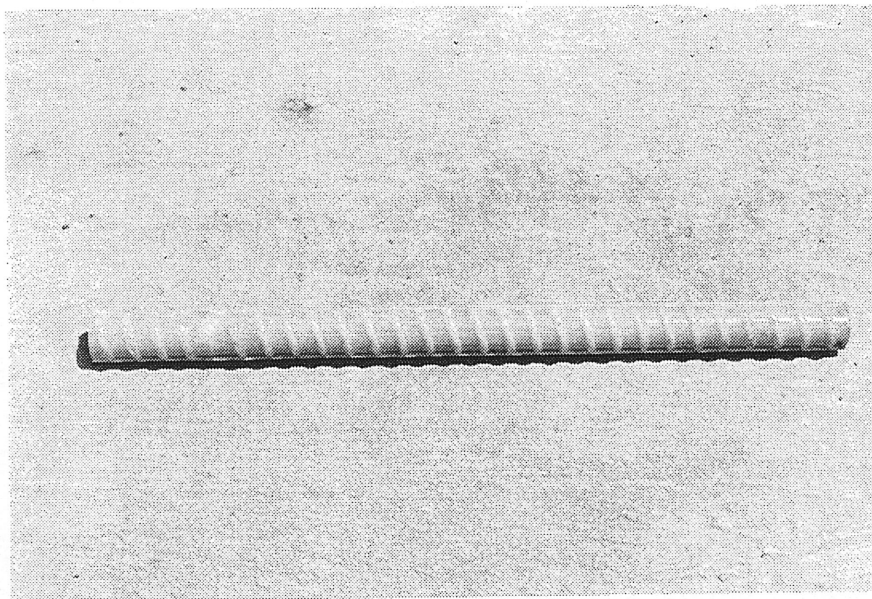


Photo 8.1 Tige C-BAR

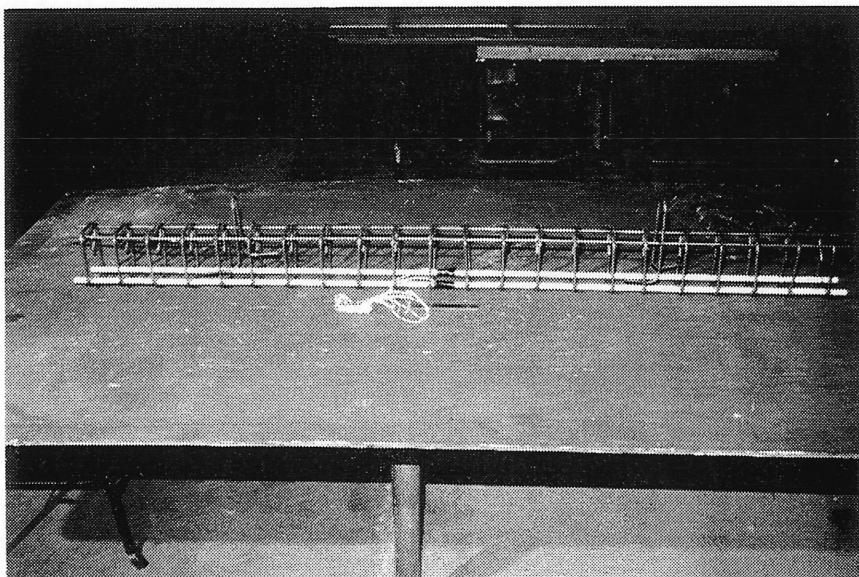


Photo 8.2 Vue de l'armature d'une poutre BC2 avant la coulée du béton



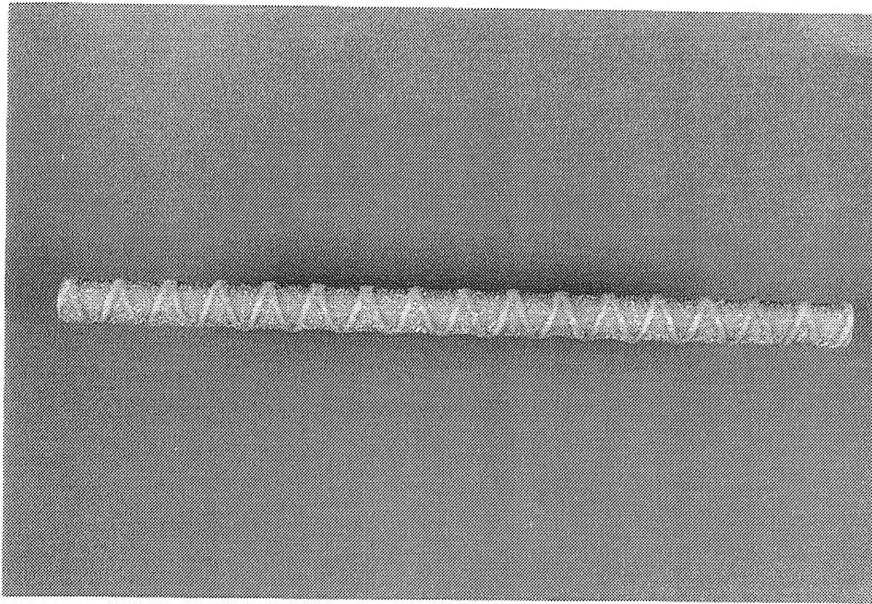


Photo 8.3 Tige Isorod

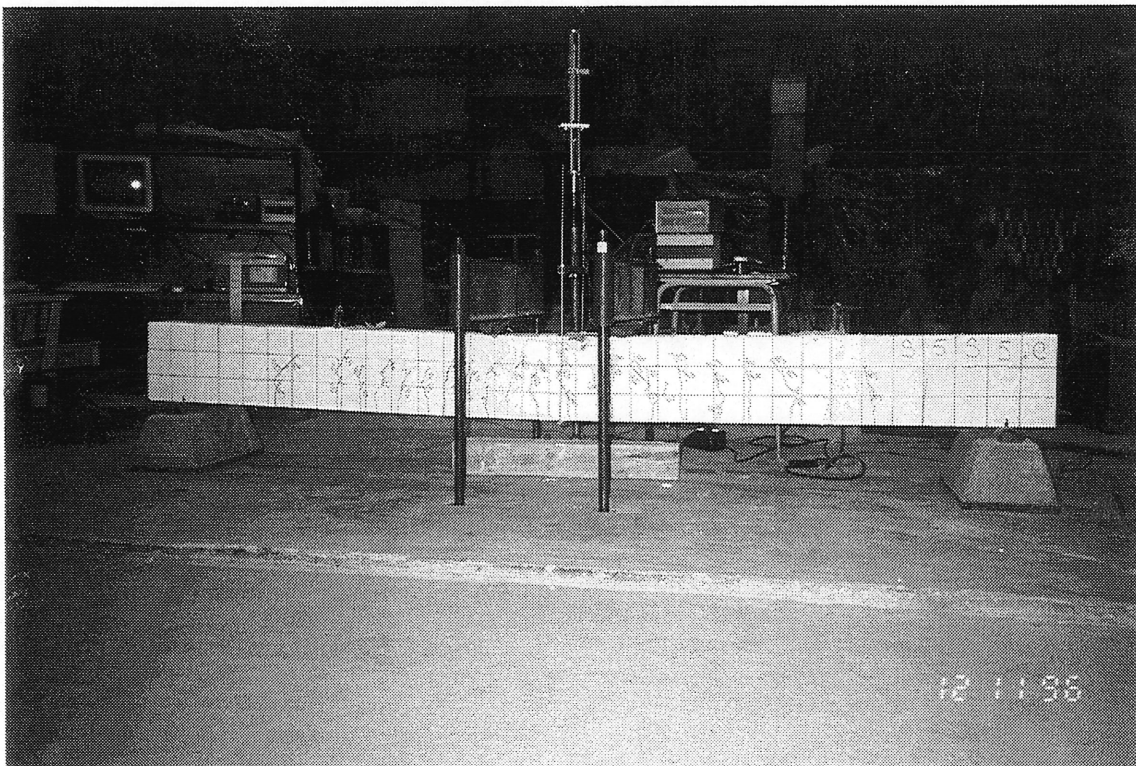


Photo 8.4 Montage expérimental des poutres de la série 1 et de la série 2

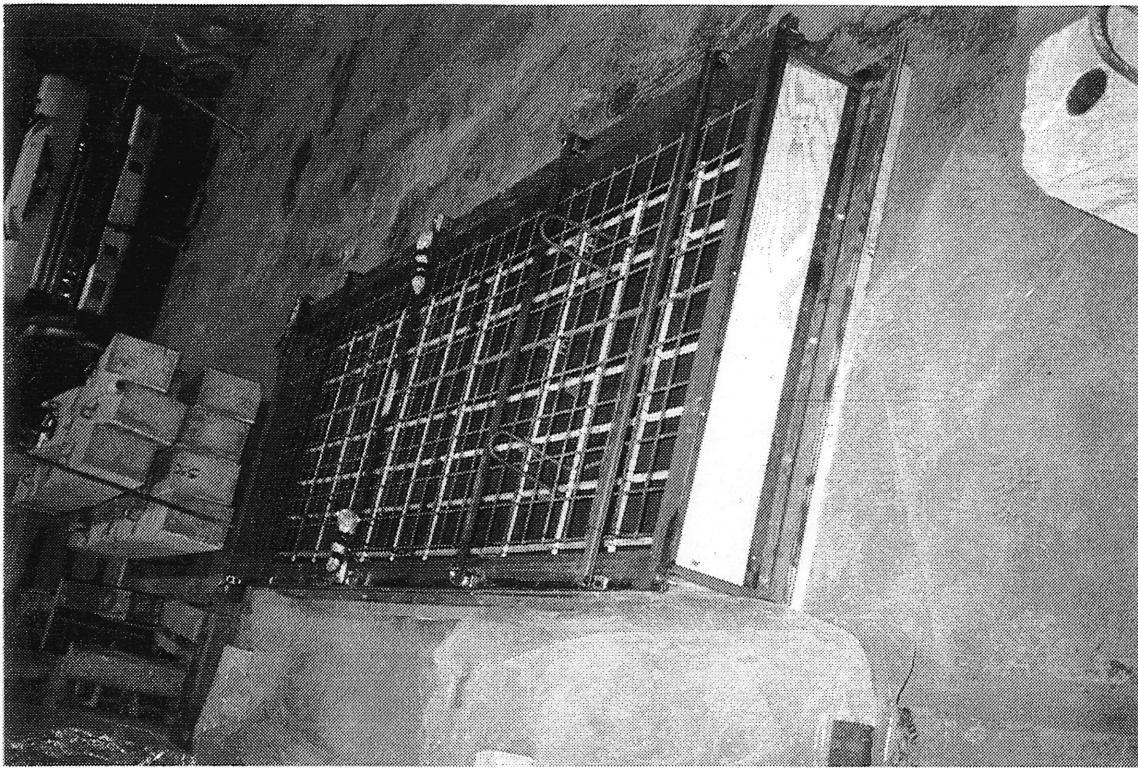


Photo 8.5 Vue des armatures d'une dalle avant la coulée du béton

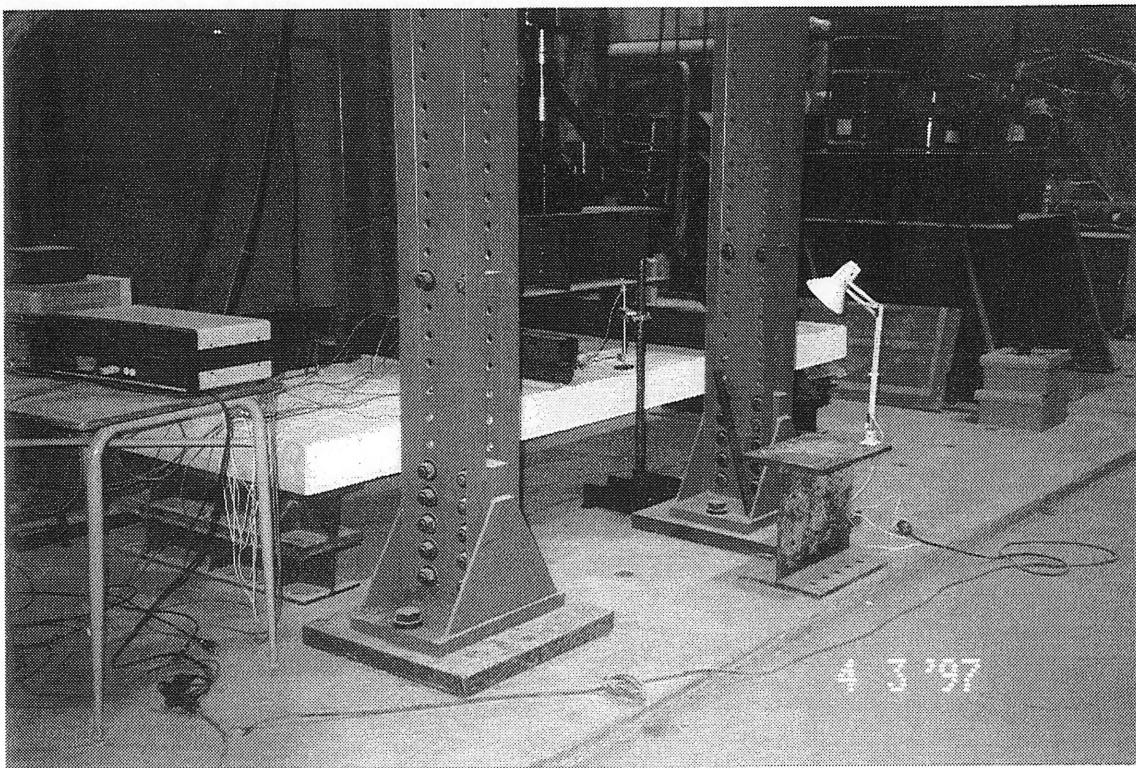


Photo 8.6 Montage expérimental des dalles



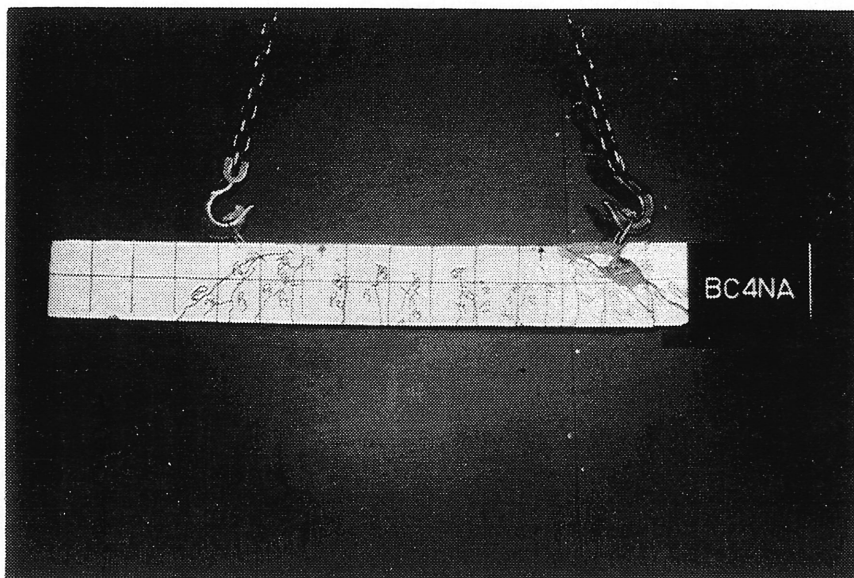


Photo 9.1 Rupture typique en cisaillement (poutre BC4NA)

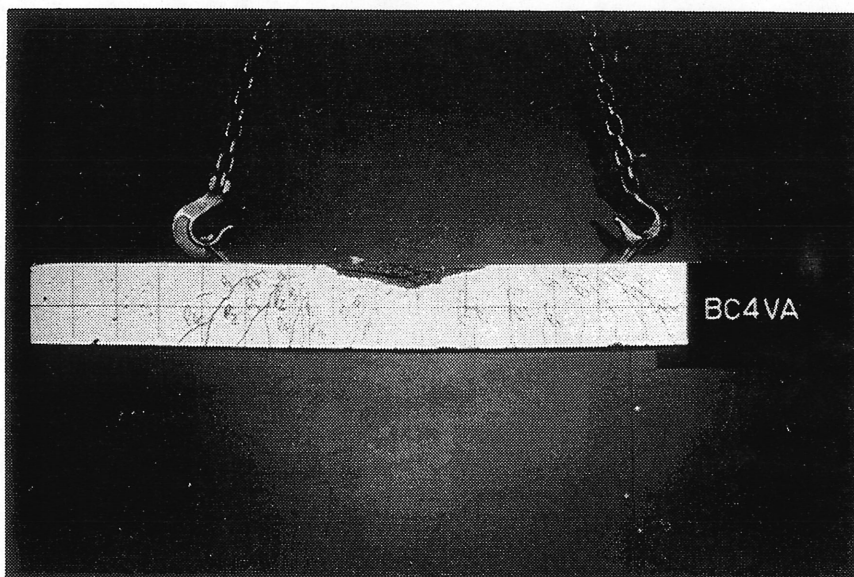


Photo 9.2 Rupture typique en compression (poutre BC4VA)



Photo 9.3 Rupture typique en compression (poutre F5S5C)

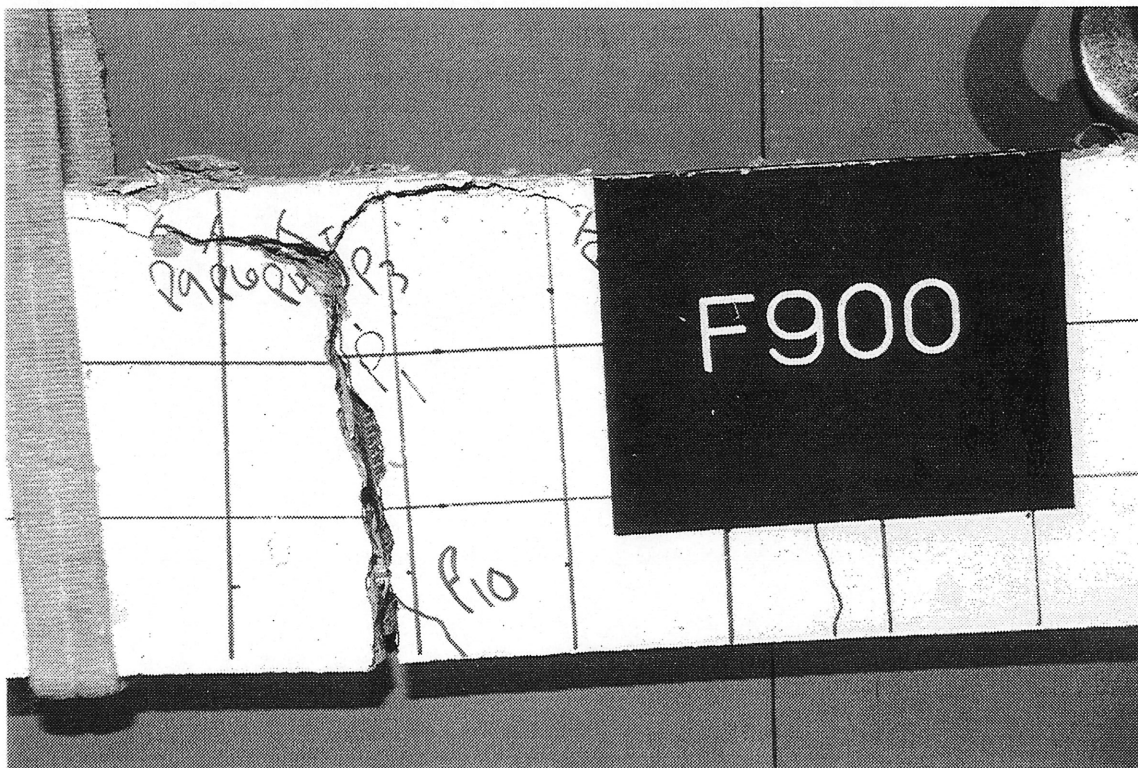


Photo 9.4 Rupture typique en tension (poutre F900C)



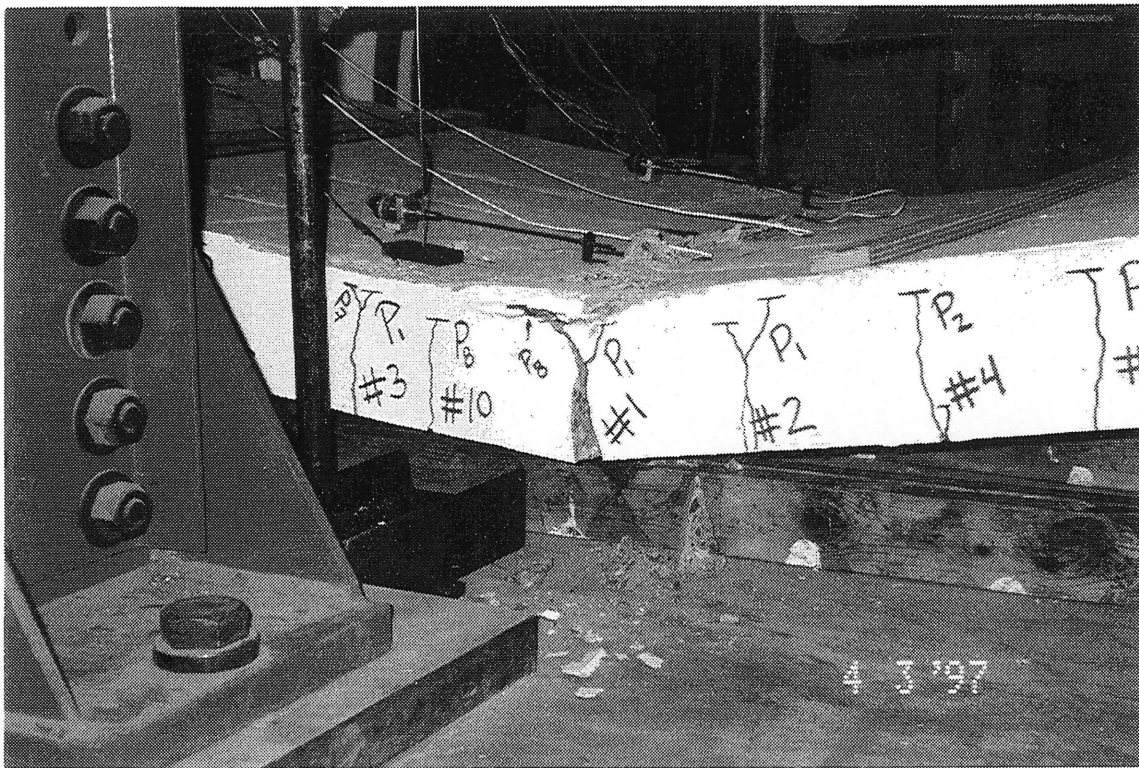


Photo 9.5 Rupture en tension de la dalle SC150U

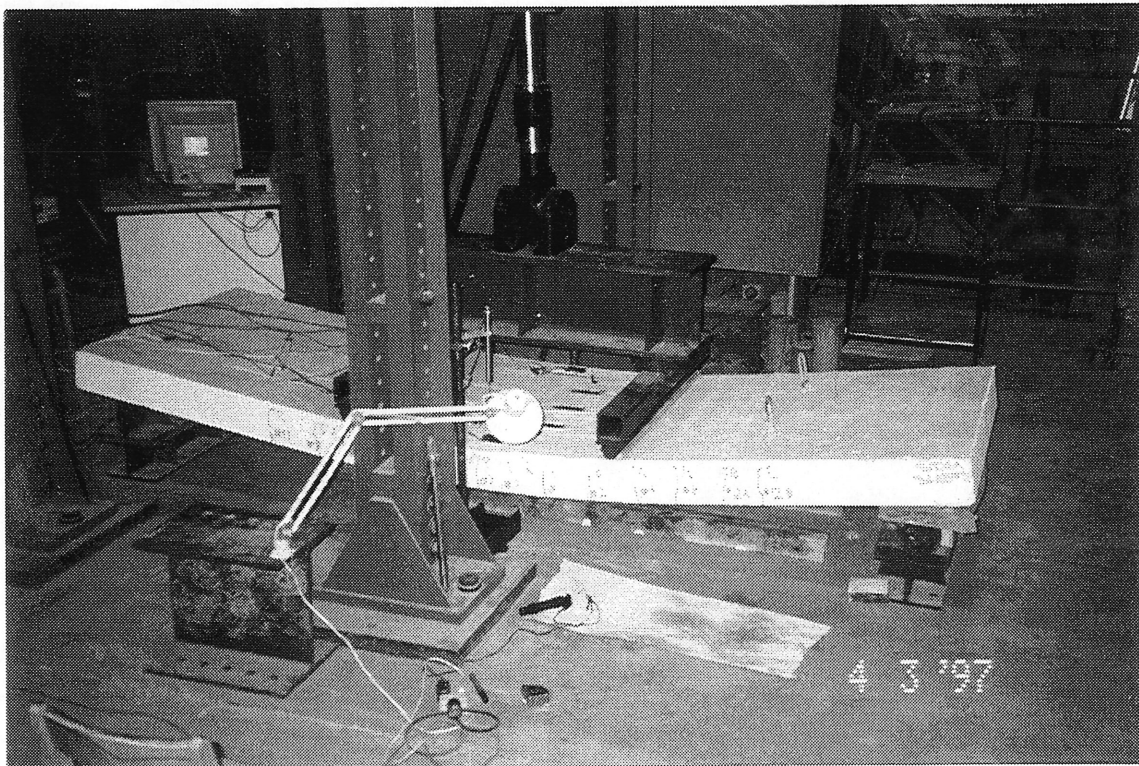


Photo 9.6 Grande déflexion de la dalle SC150U avant rupture